

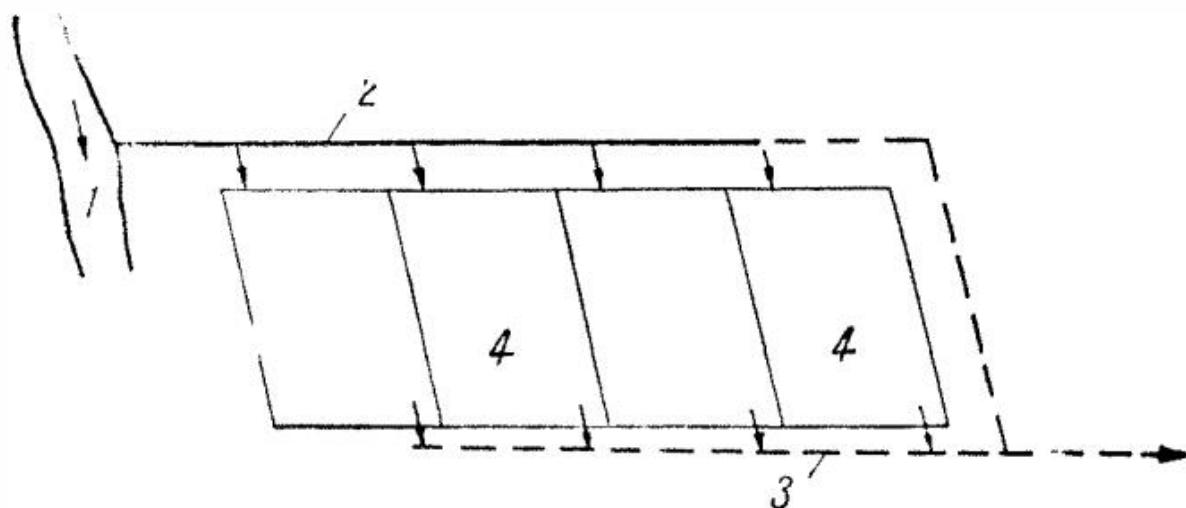
## **GENIU RURAL**

# **AMENAJĂRI TERITORIALE HIDRAULICO-AGRARE**

**pentru Îmbunătățiri Funciare și Gospodărirea Apelor  
cu Baza tehnico-științifică „Hidraulica și scheme hidrotehnice”**

Metode de desecare: proiectare – execuție și amenajări speciale,  
cu construcții de geniu  
(câștigare de uscat, drumuri, orezării; perdele de protecție);  
sisteme hidroameliorative pentru reglări bilaterale

**4**



Schema alimentării și evacuării independente a bazinelor de colmatare

**VALERIU BLIDARU**

---

**GENIU RURAL**

**AMENAJĂRI TERITORIALE  
HIDRAULICO-AGRARE**

**pentru**

**Îmbunătățiri Funciare și Gospodărirea Apelor  
cu**

**Baza tehnico-științifică  
„Hidraulica și scheme hidrotehnice”**

**Volumul 4**

**Metode de desecare: proiectare – execuție și amenajări  
speciale, cu construcții de geniu (câștigare de uscat,  
drumuri, orezării; perdele de protecție);  
sisteme hidroameliorative pentru reglări bilaterale**



**Prof. Univ. Dr. Doc. Ing. VALERIU BLIDARU**

Inginer Geniu Rural  
Doctor Docent în Științe  
*LAUREAT AL ACADEMIEI ROMÂNE*  
*Distins cu GRAND PRIZE, EUROINVENT*

# **GENIU RURAL**

## **AMENAJĂRI TERITORIALE HIDRAULICO-AGRARE pentru Îmbunătățiri Funciare și Gospodărirea Apelor CU**

**Baza tehnico-științifică „Hidraulica și scheme hidrotehnice”**

---

**Volumul 4**

***Metode de desecare: proiectare – execuție și amenajări  
speciale, cu construcții de geniu (câștigare de uscat,  
drumuri, orezării; perdele de protecție);  
sisteme hidroameliorative pentru reglări bilaterale***

---

**Presa Universitară Clujeană**

**2022**



***Referenți științifici:***

**Prof. univ. emerit dr. ing. Florian Stătescu**

**Conf. univ. dr. ing. Nicolae Marcoie**

**ISBN general: 978-606-37-1526-6**

**ISBN specific: 978-606-37-1530-3**

© 2022 Coordonatorul volumului. Toate drepturile rezervate.  
Reproducerea integrală sau parțială a textului, prin orice mijloace,  
fără acordul coordonatorului, este interzisă și se pedepsește  
conform legii.

**Redactor: dr. ing. Beno Haimovici**

**Tehnoredactor: ing. Cezar Baci**

**Universitatea Babeș-Bolyai**

**Presa Universitară Clujeană**

**Director: Codruța Săcelean**

**Str. Hasdeu nr. 51**

**400371 Cluj-Napoca, România**

**Tel./Fax: (+40)-264-597.401**

**E-mail: editura@ubbcluj.ro**

**<http://www.editura.ubbcluj.ro/>**

# CUPRINS

<b>METODE DE DESECARE (CLASIFICARE, PROIECTARE, EXECUȚIE ȘI PRINCIPII DE EXPLOATARE)</b> .....	13
1.1. TEHNICA DESECĂRII PRIN CANALE DESCHISE .....	13
1.1.1. Regularizarea scurgerii apelor de suprafață .....	13
1.1.1.1. Timpul de inundație admisibil .....	13
1.1.1.2. Studiul scurgerii apelor de suprafață .....	13
1.1.2. Proiectarea rețelei de regularizare a scurgerii apelor de suprafață .....	16
1.1.2.1. Amplasarea rețelei de regularizare a scurgerii apelor de suprafață .....	16
1.1.2.2. Forma și dimensiunile rețelei de regularizare .....	19
1.2. DESECAREA PRIN DRENAJ .....	21
1.2.1. Generalități asupra drenajului .....	21
1.2.1.1. Condiții de aplicare .....	21
1.2.1.2. Elementele sistemului de drenaj .....	21
1.2.1.3. Modul de funcționare a drenajului .....	22
1.2.1.4. Efectele drenajului .....	22
1.2.1.5. Tipuri de drenuri .....	22
1.2.2. Noțiuni de hidraulică a scurgerii apelor freatice spre drenuri .....	26
1.2.2.1. Studiul scurgerii apelor freatice spre drenuri în regim nepermanent .....	29
1.2.2.2. Studiul scurgerii apelor freatice spre drenuri în regim permanent .....	29
1.2.3. Proiectarea rețelei de drenaj .....	32
1.2.3.1. Generalități asupra amplasării rețelei de drenaj .....	32
1.2.3.2. Generalități asupra adâncimii drenurilor și a distanței dintre ele .....	33
1.2.3.3. Proiectarea distanței L dintre liniile de drenuri și săgeata curbei de depresie H .....	34
1.2.3.4. Alte metode pentru stabilirea distanței dintre drenuri .....	35
1.2.3.5. Condiții – indicații – de trasare a drenurilor .....	36
1.2.3.6. Dimensionarea tuburilor de drenaj .....	37
1.2.3.7. Indicații suplimentare asupra debitului de calcul la drenaj .....	39
1.2.4. Construcții, instalații și dispozitive în sistemul de drenaj .....	40
1.3. DRENAJE SPECIALE .....	43
1.3.1. Drenaje de ventilare .....	44
1.3.2. Drenaje pe strat impermeabil ondulat .....	44
1.3.3. Drenaje verticale .....	45
1.3.3.1. Drenajul prin puțuri de pompare .....	45
1.3.3.2. Drenajul prin puțuri absorbante .....	48
1.3.4. Drenaje pentru desecarea terenurilor cu izvoare .....	50
1.3.5. Drenaje pentru desecarea terenurilor ocupate de parcuri, pepiniere și livezi .....	51
1.3.6. Drenaje pentru evacuarea apei în centrele populate și pe șantierele de construcții .....	51
1.3.7. Drenaje pentru asigurarea stabilității maselor de pământ alunecătoare .....	58
1.3.8. Generalități asupra desecării terenurilor de sport și aerodromurilor .....	59
1.3.8.1. Drenaje pentru terenuri de sport .....	59
1.3.8.2. Drenaje pentru terenuri de aviație .....	60
1.4. AMELIORAREA PRIN COLMATARE A LUNCILOR ȘI A DEPRESIUNILOR INUNDABILE .....	62
1.4.1. Principalele feluri de lunci și metodele de ameliorare .....	62
1.4.2. Ameliorarea luncilor prin colmatare .....	63
1.4.2.1. Metodele de colmatare .....	63
1.4.2.2. Procedee de colmatare naturală .....	67
1.4.2.3. Instalații necesare în amenajările de colmatare .....	67
1.4.2.4. Cota de colmatare și volumul de material necesar .....	70
1.4.2.5. Durata colmatării .....	71
1.4.2.6. Exemple de colmatare .....	71
1.5. DESECAREA BIOLOGICĂ (BIODRENAJUL) .....	72
1.5.1. Condițiile naturale și economice de aplicare a biodrenajului .....	72
1.5.2. Metode de biodrenaj, culturi și plantații .....	72

## PROIECTAREA ȘI EXECUȚIA CANALELOR PERMANENTE ALE SISTEMELOR DE IRIGAȚII ȘI DESECARE

2.1. PROIECTAREA CANALELOR ÎN SISTEMELE DE IRIGAȚII	74
2.1.1. Capacitatea de transport a canalelor	74
2.1.2. Pierderile de apă din canale	74
2.1.3. Calculul hidraulic al canalelor de irigație	78
2.1.3.1. Caracteristici ale secțiunii canalelor de irigații și forma secțiunii transversale a acestora	78
2.1.3.2. Elemente privind calculul canalelor de irigații	80
2.1.3.3. Necesitatea și importanța calculului hidraulic al canalelor de irigație pentru mișcarea permanentă gradual variată	81
2.1.3.4. Vitezele admisibile ale apei în canalele de irigație	82
2.1.3.5. Recomandări generale cu privire la calculul canalelor de irigație. Taluzele canalelor	84
2.1.4. Elementele de calcul pentru jgheaburile prefabricate folosite în sistemele de irigații	85
2.1.4.1. Secțiunea semicirculară	85
2.1.4.2. Secțiunea parabolică	85
2.1.4.3. Secțiunea semieliptică	86
2.1.5. Caracteristici în proiectarea rețelei permanente de canale de aducțiune – irigație și evacuare în sistemul de irigație	87
2.1.5.1. Canalul magistral	87
2.1.5.2. Rețeaua de canale de aducțiune – distribuție și colectare – evacuare	94
2.1.5.3. Canalele de colectare-evacuare	95
2.2. PROIECTAREA CANALELOR ÎN SISTEMELE DE DESECARE	96
2.2.1. Condițiile generale de proiectare a canalelor sistemului de desecare	96
2.2.1.1. Amplasarea canalelor de colectare-evacuare	96
2.2.1.2. Condiții de funcționare	96
2.2.1.3. Cota și panta luciului apei în canalele sistemului de desecare	97
2.2.1.4. Forma secțiunii canalelor de colectare și evacuare din sistemele de desecare și irigații	97
2.2.1.5. Calculul hidraulic al canalelor de colectare și evacuare; nomograme, tabele și abace folosite	98
2.3. DEFORMAREA CANALELOR DE IRIGAȚII ȘI MĂSURI DE IMPERMEABILIZARE	102
2.3.1. Cauzele deformării canalelor de irigații	102
2.3.2. Măsuri de impermeabilizare a canalelor de irigații	103

## CONSTRUCȚII ȘI INSTALAȚII PE REȚEAUA DE CANALE A SISTEMELOR DE IRIGAȚII ȘI DESECĂRI

3.1. INSTALAȚII PENTRU REȚINEREA ȘI SPĂLAREA ALUVIUNILOR – DECANTOARE	105
3.1.1. Rolul și clasificarea decantoarelor	105
3.1.2. Proiectarea decantoarelor	105
3.2. INSTALAȚII HIDROMETRICE – APOMETRE	106
3.2.1. Importanța măsurării debitelor și volumelor de apă	106
3.2.2. Clasificarea instalațiilor hidrometrice și relații de calcul	106
3.3. INSTALAȚII PENTRU REGLAREA DEBITELOR ȘI NIVELURILOR DE APĂ – STĂVILARE	111
3.3.1. Rol, clasificare, relații de calcul	111
3.4. CONSTRUCȚII PENTRU RACORDAREA BIEFURILOR ȘI TRAVERSAREA OBSTACOLELOR	114
3.4.1. Construcții pentru racordarea biefurilor – clasificare și calculul hidraulic	114
3.4.2. Construcții de traversare a obstacolelor	119

## AMENAJAREA TERENULUI PENTRU OREZĂRII

4.1. CONSIDERAȚII ASUPRA CONDIȚIILOR DE VIAȚĂ ALE OREZULUI CARE DETERMINĂ TEHNICA AMENAJĂRII	125
4.2. ELEMENTELE COMPONENTE ALE UNEI AMENAJĂRI	126

4.3. ALEGEREA TERENULUI PENTRU OREZĂRII ȘI COLECTAREA DATELOR NECESARE PROIECTĂRII .....	128
4.4. SOLUȚII DE AMENAJARE .....	128
4.4.1. Amenajarea orezăriilor în parcele mici .....	129
4.4.2. Amenajarea orezăriilor în parcele-tarla .....	131
4.5. PROIECTAREA ELEMENTELOR GEOMETRICE ALE PARCELEI .....	132
4.5.1. Digulețele de separație .....	132
4.5.2. Canalele de repartiție .....	133
4.5.3. Canalele de evacuare .....	133
4.5.4. Cota medie .....	133
4.5.5. Sarcina parcelei .....	134
4.5.6 Cota de nivelare ( $C_n$ ) .....	136
4.6. ELEMENTE HIDRAULICE CARACTERISTICE ÎN AMENAJAREA OREZĂRIILOR .....	136
4.6.1. Rețeaua de alimentare .....	136
4.6.2. Rețeaua de evacuare .....	138
<b>RECUPERĂRI DE NOI TERENURI ȘI CÂȘTIGARE DE USCAT .....</b>	<b>139</b>
5.1. RECUPERAREA TURBĂRIILOR .....	139
5.2. RECUPERAREA TERENURILOR OCUPATE DE ALBII VECHI, BĂLȚI, SMÂRCURI .....	140
5.3. RECUPERAREA TERENURILOR OCUPATE DE LACURI, PĂRȚI DE LACURI SAU BAZINE .....	140
5.4. CÂȘTIGAREA DE USCAT .....	141
<b>DRUMURI ȘI PERDELE DE PROTECȚIE ÎN SISTEMELE DE IRIGAȚII ȘI DESECĂRI .....</b>	<b>144</b>
6.1. DRUMURI, CONDIȚII GENERALE .....	144
6.1.1. Părțile componente ale drumurilor. Condiții de proiectare și execuție .....	144
6.1.2. Condiții de execuție a drumurilor pe terenuri cu capacitate portantă redusă .....	146
6.1.3. Drumurile în sistemele de irigații și desecări .....	147
6.2. PERDELE DE PROTECȚIE .....	148
6.2.1. Rolul și amplasarea perdelelor de protecție .....	148
6.2.2. Componente și mărirea perdelelor de protecție .....	150
<b>SISTEME HIDROAMELIORATIVE PENTRU REGLAREA BILATERALĂ A REGIMULUI DE APĂ ÎN SOL .....</b>	<b>151</b>
7.1. METODA OPRIRII SAU REDUCERII SCURGERII .....	151
7.1.1. Metoda reglării scurgerii cu ajutorul dispozitivelor de barare .....	151
7.1.2. Metoda reglării umidității cu ajutorul instalației de irigație subterană cu vacuum .....	156
7.1.3. Metoda reglării scurgerii cu ajutorul drenajului tip galerii de cârțiță dublu .....	159
7.2. METODA ADUCERII DE APĂ ȘI SUBSTANȚE NUTRITIVE DIN ALTE SURSE PENTRU COMPLETAREA DEFICITULUI .....	160
7.2.1. Clasificarea și descrierea metodelor .....	160
7.2.2. Folosirea sistemelor mixte la ameliorarea terenurilor mlăștinoase .....	162
7.3. DRENAJUL VERTICAL ÎN DESECAREA ȘI DESALINIZAREA TERENURILOR ȘI CA SURSĂ DE APĂ PENTRU IRIGAȚII .....	163
7.3.1. Considerații generale .....	163
7.3.2. Conținutul de săruri admisibil în profilul solului și în apa freatică, factor determinant în proiectarea și exploatarea drenajului vertical .....	164

7.3.3. Principii de exploatare a drenajului vertical, ca bază pentru proiectare.....	164
7.3.4. Volumul de apă care trebuie pompat la drenajul vertical.....	165
7.3.5. Volumul rezervorului de acumulare.....	167
7.3.6. Indicații tehnico-constructive .....	167

# CONTENTS

<b>WATER DESICCATION METHODS (CLASSIFICATION, DESIGN, EXECUTION AND OPERATION PRINCIPLES)</b> .....	13
1.1. WATER DESICCATION TECHNIQUE BY OPEN CANALS .....	13
1.1.1. Regulation of surface water discharge .....	13
1.1.1.1. Admissible flooding time .....	13
1.1.1.2. Survey of surface water discharge .....	13
1.1.2. Design of regulation network of surface water discharge .....	16
1.1.2.1. Placement of the regulation network of surface water discharge .....	16
1.1.2.2. Shape and dimensions of the regulation network .....	19
1.2. DESICCATION BY DRAINAGE .....	21
1.2.1. Generals regarding drainage .....	21
1.2.1.1. Application conditions .....	21
1.2.1.2. Elements of the drainage system .....	21
1.2.1.3. Operating way of drainage .....	22
1.2.1.4. Effects of drainage .....	22
1.2.1.5. Types of drains .....	22
1.2.2. Hydraulic notions of discharging phreatic water towards drains .....	26
1.2.2.1. Survey of phreatic water discharge towards drains in a non-permanent regime .....	29
1.2.2.2. Survey of phreatic water discharge towards drains in a permanent regime .....	29
1.2.3. Designing of drainage network .....	32
1.2.3.1. Generals of drainage network placement .....	32
1.2.3.2. Generals of drain depth and distance between drains .....	33
1.2.3.3. Designing of the L distance between the drain lines and arrow of the depression curve H .....	34
1.2.3.4. Other methods for determining the distance between the drains .....	35
1.2.3.5. Conditions - indications of drain tracing .....	36
1.2.3.6. Dimensioning of drainage tubes .....	37
1.2.3.7. Additional indications on the calculation flow on drainage .....	39
1.2.4. Constructions, installations and devices in the drainage system .....	40
1.3. SPECIAL DRAINAGES .....	43
1.3.1. Ventilation drainages .....	44
1.3.2. Drainages on undulated waterproof layer .....	44
1.3.3. Vertical drainages .....	45
1.3.3.1. Drainage by pumping wells .....	45
1.3.3.2. Drainage by absorbing wells .....	48
1.3.4. Drainages for desiccating lands with streams .....	50
1.3.5. Drainages for desiccating lands with parks, orchards and nursery gardens .....	51
1.3.6. Drainages for water evacuation in populated centers and in building sites .....	51
1.3.7. Drainages for providing stability of sliding earth masses .....	58
1.3.8. Generals on desiccating sport fields and airdromes .....	59
1.3.8.1. Drainages for sport fields .....	59
1.3.8.2. Drainages for airdromes .....	60
1.4. IMPROVEMENT BY COLMATION OF MEADOWS AND FLOODABLE DEPRESSIONS .....	62
1.4.1. Main types of meadows and improvement methods .....	62
1.4.2. Improvement of meadows by colmation .....	63
1.4.2.1. Colmation methods .....	63
1.4.2.2. Procedures of natural colmation .....	67
1.4.2.3. Installations necessary for colmation works .....	67
1.4.2.4. Colmation elevation and the needed volume of materials .....	70
1.4.2.5. Duration of colmation .....	71
1.4.2.6. Colmation examples .....	71
1.5. BIOLOGICAL DESICCATION (BIODRAINAGE) .....	72
1.5.1. Natural and economic conditions of applying biodrainage .....	72
1.5.2. Methods of biodrainage, crops and plantations .....	72

## DESIGNING AND EXECUTION OF PERMANENT CANALS OF THE IRRIGATION AND DESICCATION SYSTEMS

2.1. DESIGNING OF CANALS IN IRRIGATION SYSTEMS	74
2.1.1. Transport capacity of canals	74
2.1.2. Water losses of canals	74
2.1.3. Hydraulic calculus of irrigation canals	78
2.1.3.1. Characteristics of the irrigation canal section and their cross-section shape	78
2.1.3.2. Elements regarding calculus of irrigation canals	80
2.1.3.3. The need and importance of hydraulic calculus of irrigation canals for the gradually varied permanent movement	81
2.1.3.4. Admissible water speeds in the irrigation canals	82
2.1.3.5. General recommendations regarding the calculus of irrigation canals. Banks of canals	84
2.1.4. Calculation elements for prefabricated ditches used in irrigation systems	85
2.1.4.1. Semicircular section	85
2.1.4.2. Parabolic section	85
2.1.4.3. Semielliptical section	86
2.1.5. Characteristics in designing the permanent network of irrigation - water supply canals and evacuation in the irrigation system	87
2.1.5.1. Main canal	87
2.1.5.2. Network of water supply canals - distribution and collection - evacuation	94
2.1.5.3. Collection-evacuation canals	95
2.2. DESIGNING OF CANALS IN DESICCATION SYSTEMS	96
2.2.1. General conditions of designing canals of desiccation system	96
2.2.1.1. Placement of collection-evacuation canals	96
2.2.1.2. Operating conditions	96
2.2.1.3. Elevation and slope of the water surface area in the desiccation system canals	97
2.2.1.4. Form of the section of collection and evacuation canals of desiccation and irrigation systems	97
2.2.1.5. Hydraulic calculus of collection and evacuation canals, used tables, nomograms and calculation devices	98
2.3. DEFORMATION OF IRRIGATION CANALS AND WATERPROOFING MEASURES	102
2.3.1. Causes of deformation of irrigation canals	102
2.3.2. Waterproofing measures of irrigation canals	103

## CONSTRUCTIONS AND INSTALLATIONS ON THE CANAL NETWORK OF IRRIGATION AND DESICCATION SYSTEMS

3.1. INSTALLATIONS FOR RETAINING AND WASHING OF ALLUVIUMS - DECANTERS	105
3.1.1. Role and classification of decanters	105
3.1.2. Designing of decanters	105
3.2. HYDROMETRIC INSTALLATIONS - WATERMETERS	106
3.2.1. Importance of measuring water flows and volumes	106
3.2.2. Classification of hydrometric installations and calculus relationships	106
3.3. INSTALLATIONS FOR WATER FLOW AND LEVEL REGULATION - SLUICES	111
3.3.1. Role, classification, calculus relationships	111
3.4. CONSTRUCTIONS FOR CONNECTING POOLS AND PASSING OF OBSTACLES	114
3.4.1. Constructions for connecting pools - classification and hydraulic calculus	114
3.4.2. Constructions of passing obstacles	119

## LAND DEVELOPMENT FOR RICE PLANTATIONS

4.1. CONSIDERATIONS ON LIFE CONDITIONS OF RICE DETERMINING THE TECHNIQUE OF DEVELOPMENT	125
4.2. COMPONENTS OF DEVELOPMENT	126
4.3. LAND SELECTION FOR RICE PLANTATIONS AND DATA COLLECTION NEEDED FOR DESIGN	128

4.4. DEVELOPMENT SOLUTIONS .....	128
4.4.1. Development of rice plantations in small parcels .....	129
4.4.2. Development of rice plantations in strip field parcels .....	131
4.5. DESIGNING OF GEOMETRIC ELEMENTS OF THE PARCEL .....	132
4.5.1. Small levees of separation .....	132
4.5.2. Repartition canals .....	133
4.5.3. Evacuation canals .....	133
4.5.4. Average elevation .....	133
4.5.5. Parcel load .....	134
4.5.6 Leveling elevation ( $C_n$ ) .....	136
4.6. HYDRAULIC ELEMENTS CHARACTERISTICS IN DEVELOPING RICE PLANTATIONS .....	136
4.6.1. Supply network .....	136
4.6.2. Evacuation network .....	138
<b>RECOVERY OF NEW LANDS AND LAND RECLAMATION .....</b>	<b>139</b>
5.1. RECOVERY OF PEATLANDS .....	139
5.2. RECOVERY OF LANDS OCCUPIED BY OLD WATERBEDS, PONDS, PUDDLES .....	140
5.3. RECOVERY OF LANDS OCCUPIED BY LAKES, PARTS OF LAKES OR BASINS .....	140
5.4. LAND RECLAMATION .....	141
<b>ROAD AND SHELTERBELTS IN IRRIGATION AND DESICCATION SYSTEMS .....</b>	<b>144</b>
6.1. ROADS, GENERAL CONDITIONS .....	144
6.1.1. Road components. Designing and execution conditions .....	144
6.1.2. Road execution conditions on lands with reduced bearing capacity .....	146
6.1.3. Roads in irrigation and desiccation systems .....	147
6.2. SHELTERBELTS .....	148
6.2.1. Role and placement of shelterbelts .....	148
6.2.2. Components and size of shelterbelts .....	150
<b>HYDRO-IMPROVING SYSTEMS FOR BILATERAL REGULATION OF WATER REGIME IN THE SOIL .....</b>	<b>151</b>
7.1. METHOD OF STOPPING OR REDUCING THE DISCHARGE .....	151
7.1.1. Method of discharge regulation with the help of barrier devices .....	151
7.1.2. Method of humidity regulation with the help of vacuum underground irrigation installation .....	156
7.1.3. Method of discharge regulation with the help of double mole gallery type drainage .....	159
7.2. METHOD OF BRINGING WATER AND NUTRIENTS FROM OTHER SOURCE FOR COMPLEMENTING THE DEFICIT .....	160
7.2.1. Classification and description of methods .....	160
7.2.2. Use of mixed systems for improving the swamp lands .....	162
7.3. VERTICAL DRAINAGE IN LAND DESICCATION AND DESALINIZATION AND AS WATER SOURCE FOR IRRIGATIONS .....	163
7.3.1. General considerations .....	163
7.3.2. Admissible salt content in the soil profile and in phreatic water, determining factor in designing and exploitation of the vertical drainage .....	164
7.3.3. Exploitation principles of vertical drainage as basis for designing .....	164
7.3.4. Water volume to be pumped in vertical drainage .....	165
7.3.5. Volume of the accumulation reservoir .....	167
7.3.6. Technical and construction indications .....	167





# METODE DE DESECARE (CLASIFICARE, PROIECTARE, EXECUȚIE ȘI PRINCIPII DE EXPLOATARE)

*Generalități asupra scurgerii apei în unitatea desecabilă.* Proiectarea sistemelor de desecare impune cunoașterea următoarelor probleme: cauzele excesului de umiditate (tratată în volumul 3 al acestei lucrări); regimul de scurgere al apei în unitatea desecabilă (problemă ce va fi expusă în cadrul tratării fiecărei metode de desecare, în măsura cerințelor de proiectare, astfel: scurgerea apelor la suprafața terenului se va analiza în cadrul metodei de desecare prin canale deschise; scurgerea apelor freatice se va analiza în cadrul metodei de desecare prin drenaj; scurgerea apelor prin rețeaua de desecare se va analiza în cadrul cap. 2 „Proiectarea canalelor de irigații și desecări”, oferind datele de dimensionare și exploatare a acestora).

Scurgerea apelor la suprafața terenului, în sol și în rețeaua de desecare, se poate produce în regim permanent și nepermanent.

## 1.1. TEHNICA DESECĂRII PRIN CANALE DESCHISE

### 1.1.1. REGULARIZAREA SCURGERII APELOR DE SUPRAFAȚĂ

#### 1.1.1.1. Timpul de inundație admisibil

Colectarea și evacuarea la timp, prin desecare, a întregului surplus de apă dintr-o zonă, prezintă importanță pentru asigurarea condițiilor normale de dezvoltare a plantelor agricole, asupra recoltelor și chiar asupra evoluției solului.

Cercetările au arătat că recolta de grâu ( $Y\%$ ) variază în funcție de durata unei inundații de  $T$  zile în anotimpul de vară, conform relației:

$$Y = (10 - T)^2 \quad (1.1)$$

Pentru a nu se reduce producția, inundația culturilor agricole nu trebuie să depășească, în timpul perioadei de vegetație, timpul admisibil  $T_a$ , care variază de la 0,30 zile (pentru cereale) la 1,50 zile (pentru fânete). Dacă inundația depășește timpul  $T_1$ , care variază de asemenea de la o cultură la alta (de exemplu la grâul de toamnă,  $T_1 = 7-10$  zile, iar pentru ierburile de luncă,  $T_1 = 5-30$  zile), culturile pier.

Dacă timpul admisibil de inundație  $T_a$  este egal sau mai mare decât timpul  $T$ , necesar scurgerii apelor de suprafață, provenite din precipitații, de pe întreaga unitate, nu este nevoie de desecare; în cazul însă când  $T_a$  este mai mic decât  $T$ , desecarea este necesară, iar proiectarea distanței  $D$  între canale este impusă de condiția ca timpul de scurgere  $T$  să devină mai mic sau egal cu  $T_a$ .

#### 1.1.1.2. Studiul scurgerii apelor de suprafață

Studiul scurgerii apelor de suprafață cuprinde două părți:

1. determinarea timpului de scurgere  $t$  a apelor provenite din precipitații, în timpul căderii lor sau al topirii zăpezilor;

2. determinarea timpului de scurgere a apelor  $T$  după terminarea căderii precipitațiilor.

Pentru soluționarea problemei, se va considera că pe o porțiune  $x$  a unei suprafețe, care are lungimea  $l$  și panta  $I$ , apa se scurge într-un strat subțire, de grosimea  $y$  (fig. 1.1).

Viteza cu care se va scurge o particulă de lichid care pleacă de la partea superioară a suprafeței, parcurgând distanța  $x$ , va fi:

$$V_x = C_1 \sqrt{R \cdot I} \quad (1.2)$$

Deoarece înălțimea stratului de apă din precipitații sau provenită din topirea zăpezilor,  $y$ , este foarte mică în comparație cu lățimea bazinului, se poate considera:

$$R = y$$

$$C_1 = \frac{87 \cdot \sqrt{y}}{\gamma} = \alpha \sqrt{y}$$

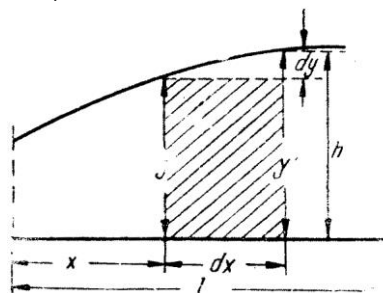


Fig. 1.1. Schema scurgerii apei pe suprafața desecabilă

Deci:

$$X_x = \alpha \sqrt{y} \cdot \sqrt{y \cdot I} = \alpha \cdot y \sqrt{I} = C \cdot y \quad (1.3)$$

În secțiunea situată la distanța  $x$ , viteza are valoarea redată în formula (1.3), iar debitul pe unitate de lățime  $q_x$  pentru un strat de apă de înălțimea  $y$  este:

$$q_x = V_x \cdot y \quad (1.4)$$

Pentru o secțiune infinit apropiată, situată la distanța  $dx$  față de prima, debitul crește din cauza sporului de precipitații căzute pe această lungime, materializat prin grosimea stratului de apă  $y' = y + dy$ . Așadar, pentru secțiunea  $x + dx$ , expresia debitului  $q_x$  este dată de relația:

$$q_x' = V_x' y' \quad (1.5)$$

în care:

$$V_x' = C(y + dy) \quad (1.6)$$

Creșterea debitului reprezintă tocmai cantitatea de apă căzută din precipitații în unitatea de timp (adică înălțimea stratului de apă  $h$ , raportată la suprafața de lungime  $dx$  și de lățime egală cu unitatea), din care se scade cantitatea de apă infiltrată în sol în unitatea de timp.

Deci:

$$dq = V_x' \cdot y' - V_x y = h \cdot dx - k \cdot dx \quad (1.7)$$

Ținând seama de formulele (1.3) și (1.6), relația (1.7) devine:

$$(y + dy)C(y + dy) - y \cdot C \cdot y = dx(h - k)$$

sau

$$C(2ydy + dy^2) = dx(h - k)$$

Neglijând infinitul mic de ordinul doi  $dy^2$ , se poate scrie:

$$2Cydy = dx(h - k) \quad (1.8)$$

După integrarea acestei ecuații se obține:

$$Cy^2 = (h - k)x \quad (1.9)$$

din care:

$$y = \sqrt{\frac{(h - k)x}{C}} \quad (1.10)$$

Viteza de scurgere a apei pe distanța  $x$ , în timpul căderii precipitațiilor, este dată de relația:

$$V_x = \sqrt{Cx(h - k)} = \sqrt{\alpha x(h - k)\sqrt{I}} \quad (1.11)$$

Această formulă a fost experimentată și a dat rezultate bune din punct de vedere practic (A.N. Kostekov).

Timpul  $t_x$  de scurgere a apei, provenite din precipitații, pe distanța  $x$ , este:

$$t_x = \int \frac{dx}{V_x} \quad (1.12)$$

$$t_x = \int \frac{dx}{V_x} = \int \frac{dx}{\sqrt{Cx(h - k)}} = 2\sqrt{\frac{x}{C(h - k)}} \quad (1.13)$$

Dacă în loc de a străbate numai distanța  $x$ , apa ce se scurge străbate toată lungimea  $l$  a versantului, atunci timpul  $t_l$  necesar scurgerii apelor de precipitații pe lungimea  $l$  a versantului este:

$$t_l = \frac{l}{V} = 2\sqrt{\frac{l}{C(h - k)}} \quad (1.14)$$

În cazul când se cere determinarea vitezei medii  $V_m$  de scurgere a apei pe versant, chiar în timpul căderii precipitațiilor, valoarea sa este dată de relația:

$$V_m = \frac{x}{t_x} = \frac{x}{2\sqrt{\frac{x}{C(h - k)}}} = 0,5\sqrt{Cx(h - k)} \quad (1.15)$$

După încetarea căderii precipitațiilor, volumul de apă rămas pe versant se va scurge într-un timp  $T$ , ce trebuie determinat, pentru ca după aceea să se afle timpul total ( $t + T$ ) pentru scurgerea apei de pe versant, de la începutul căderii precipitațiilor și până la încetarea totală a scurgerii.

În determinarea lui  $T$  se întâlnesc următoarele două cazuri:

$$1. t \geq t_l = \frac{l}{V}$$

și

$$2. t < t_l = \frac{l}{V}$$

În ambele variante care apar în primul caz  $\left(t = \frac{l}{V} \text{ și } t > \frac{l}{V}\right)$ , durata scurgerii după terminarea că-

derii precipitațiilor  $T$  este aceeași, iar modul de determinare a acestei durate va consta din echivalarea volumului de apă  $V$ , rămas pe versant după încetarea precipitațiilor, cu debitul  $q$  scurs pe unitatea de lățime a versantului în timpul  $T$ , sporit cu debitul infiltrat în sol ( $k_l \cdot l$ ), raportat la unitatea de lățime a versantului și la timpul  $T$ . Ceea ce deosebește varianta a de varianta b este momentul apariției debitului maxim de scurgere.

În cazul 1 (varianta a), debitul maxim de scurgere  $q_{\max}$  are loc chiar în momentul încetării căderii precipitațiilor, întrucât  $t = t_l = \frac{l}{V}$ , iar ca poziție acest debit va surveni în apropierea terminării versantului și are valoarea:

$$q_{\max} = V_x \cdot \omega = Cy \cdot y = Cy^2 = l(h - k)$$

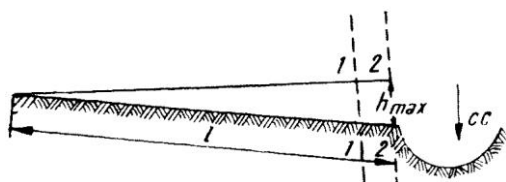
În momentul  $t$ , pe versantul  $l$  va mai rămâne un volum de apă care se va scurge în timpul  $T$ .

În figura 1.2.a se observă forma profilului stratului de scurgere pe versant când  $t \geq \frac{l}{V}$ ; de asemenea, se observă că, în cazul în care  $t = \frac{l}{V}$ , debitul maxim

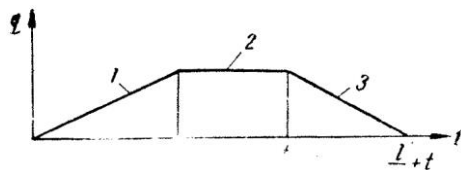
are loc în apropierea terminării versantului, în secțiunea 1-1.

În cazul când  $t > \frac{l}{V}$ , debitul maxim are loc chiar la extremitatea versantului, în secțiunea 2-2.

În figura 1.2.b este arătată, în mod grafic, variația debitului în raport cu timpul, tot pentru cazul  $t > t_l$ . După cum s-a mai spus, scurgerea ajunge la maximum când  $t = \frac{l}{V}$ ; această valoare se menține până la terminarea ploii  $t$  și apoi începe să se micșoreze. Pentru a determina acum timpul de scurgere  $T$  după încetarea căderii precipitațiilor, pentru cazul 1, trebuie cunoscută valoarea volumului precipitațiilor rămase pe versant după încetarea ploii.



**Fig. 1.2.a.** Profilul stratului de scurgere pe versant pentru cazul  $t \geq \frac{l}{V}$ ; c.c. – canal de colectare.



**Fig. 1.2.b.** Hidrograful scurgerii în cazul  $t \geq \frac{l}{V}$ ; 1 – creșterea; 2 – maximum; 3 – descreșterea.

În figura 1.3 se observă forma parabolică a profilului scurgerii și, ținând seama de această formă, se poate scrie:

$$W = \frac{2}{3} l \cdot y \quad (1.15)$$

Considerând că acest volum se scurge în timpul  $T$ , se obține:

$$\frac{2}{3} l \cdot y = T(q + k_1 l) \text{ m}^3$$

Rezultă:

$$T = \frac{\frac{2}{3} l \cdot y}{q + k_1 l} \quad (1.16)$$

în care:

$q$  este debitul mediu de apă scurs în timpul  $T$  pe unitatea de lățime a versantului;

$k_1$  – viteza de infiltrație în sol a apelor rămase pe versant după încetarea precipitațiilor;

$l$  – lungimea versantului.

În expresia lui  $T$  scrisă sub forma relației (1.16), se caută să se substituie valoarea lui  $y$  și a lui  $q$ . Debitul mediu  $q$ , scurs în timpul  $T$ , pe unitatea de lățime a versantului, se determină în funcție de grosimea mijlocie a stratului de apă  $y_1$ , care, conform observațiilor, se poate lua ca fiind egală cu:

$$y_1 = 0,5 \sqrt{\frac{l}{C} (h-k)^n} \quad (1.17)$$

în care semnificația tuturor termenilor, în afară de  $n$ , care are valori mai mici decât unitatea, este cunoscută.

Debitul mediu  $q$  este:

$$q = Cy_1^2 = C \cdot 0,25 \frac{l}{C} (h-k)^n = \frac{l}{4} (h-k)^n \quad (1.18)$$

Înlocuind valoarea lui  $q$  în relația (1.16) cu expresia (1.18) și a lui  $y$  obținut din relația (1.17), se obține:

$$T = \frac{\frac{2}{3} l \sqrt{\frac{l(h-k)}{C}}}{\frac{l}{4} (h-k)^n + k_1} = \frac{\frac{8}{3} \sqrt{\frac{l}{C} (h-k)}}{(h-k)^n + 4k_1} \quad (1.19)$$

În această expresie a lui  $T$ , valoarea lui  $C$  poate fi înlocuită în funcție de viteza  $V$  de scurgere a apei pe versant și se obține:

$$T = \frac{\frac{4}{3} \frac{l}{V} (h-k)}{(h-k)^n + 4k_1} \quad (1.20)$$

În cazul 1 (variantea b), timpul de scurgere al precipitațiilor după încetarea lor ( $T$ ) este același ca și în primul caz, însă valoarea maximă a debitului de scurgere se produce chiar în timpul scurgerii.

Cu acest debit maxim, scurgerea continuă în cursul intervalului  $t - \frac{l}{V}$  (deci, până la încetarea căderii precipitațiilor), pentru ca apoi să scadă, iar la timpul  $T$ , după încetarea căderii precipitațiilor, să înceteze complet.

Bilanțul general al apei de pe versant, pentru întreg timpul  $t + T$  de la începutul căderii precipitațiilor și până la încetarea completă a scurgerii, este dat de relația care însumează debitul scurs în timpul  $\frac{l}{V}$  cu

debitul maxim scurs în timpul  $\left(t - \frac{l}{V}\right)$  și cu debitul scurs în timpul  $T$  după încetarea căderii precipitațiilor:

$$\frac{l}{V} \frac{2}{3} Cy^2 + \left(t - \frac{l}{V}\right) Cy^2 + T \left[ \frac{l}{4} (h-k)^n + k_1 l \right] = lt(h-k) \quad (1.21)$$

**Cazul 2.** Dacă se studiază acum cazul 2, în care timpul de cădere al precipitațiilor ( $t$ ) este mai mic decât

timpul de scurgere,  $t < \frac{l}{V}$  – de parcurs, atunci valoarea maximă a scurgerii se obține într-un punct de pe lungimea versantului, după cum se vede în figura 1.3.

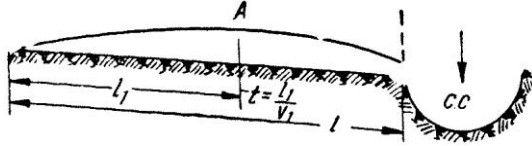


Fig. 1.3. Profilul stratului de scurgere pe versanți când

$$t < \frac{l}{V}; \text{ c.c. – canal de colectare.}$$

Valoarea maximă a scurgerii se obține din expresia:

$$Cy^2 = (h - k)t \cdot V \quad (1.22)$$

Pentru debitul mediu de scurgere pe versant, după încetarea căderii precipitațiilor, se poate lua, prin analogie cu cazul precedent, formula (1.18):

$$q = \frac{tV}{4} (h - k)^n$$

Durata de scurgere a precipitațiilor  $T$  se obține din ecuația de bilanț a debitelor:

$$t \frac{2}{3} Cy^2 + T \left[ \frac{tV}{4} (h - k)^n + k_1 l \right] = tl(h - k)$$

$$T = \frac{tl(h - k) - t \frac{2}{3} Cy^2}{\frac{tV}{4} (h - k)^n + k_1 l} \quad (1.23)$$

Înlocuindu-se valoarea lui  $y$ , rezultată din relația (1.22):

$$T = \frac{\frac{8}{3} \sqrt{\frac{l}{C\varphi}} (h - k)(3 - 2\varphi)}{(h - k)^n + \frac{4k_1}{\varphi}} \quad (1.24)$$

în care:

$$\varphi \leq \frac{tV}{l} \text{ – reprezintă coeficientul de întârziere a}$$

scurgerii, în cazul lui  $t \geq \frac{l \cdot \varphi}{V} = 1$ , deoarece el nu poate fi mai mare decât unitatea.

În concluzie, se poate spune că timpul de scurgere a apelor după încetarea căderii precipitațiilor este direct proporțional cu lungimea versantului<sup>1</sup> și cu rugozitatea solului și invers proporțional cu viteza de scurgere a apei pe versant, cu coeficientul de infiltrație și cu panta.

## 1.1.2. PROIECTAREA REȚELEI DE REGULARIZARE A SCURGERII APELOR DE SUPRAFAȚĂ

### 1.1.2.1. Amplasarea rețelei de regularizare a scurgerii apelor de suprafață

Regularizarea propriu-zisă a apelor de suprafață, ca și a celor freatice, se face prin rețeaua de regularizare sau desecare. Aceasta poate fi compusă din canale deschise sau închise, în funcție de sursa de înmlăștinare, de cerințele de desecare și de natura folosinței terenului desecabil. Distanța medie dintre elementele rețelei de regularizare este condiționată de: durata admisibilă  $T_a$  de inundație; mărimea admisibilă a cantității de apă pe care solul o poate absorbi, fără a suferi de un exces dăunător de umiditate.

Din relația (1.19), pentru  $n = 0,75$  și pentru  $h - k = \sigma h$ , se va obține distanța  $l$  dintre două elemente de regularizare (fig. 1.4), căreia îi corespunde durata  $T$  a scurgerii volumului de apă rămas pe suprafața terenului după terminarea ploii:

$$l = \frac{0,5CT^2 [(\sigma h)^{0,75} + 4k_1]^2}{\sigma h} \quad (1.25)$$

Punând în ecuația (1.25) condiția ca durata  $T$  de scurgere a apelor de pe versantul cu lungimea  $l$  – versant care acum este egal cu distanța dintre două elemente de regularizare – să fie mai mică sau egală cu timpul admisibil de inundație  $T_a$ , această ecuație va da tocmai distanța dintre cele două elemente de regularizare.

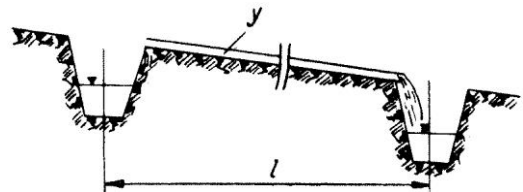


Fig. 1.4. Distanța dintre două elemente de desecare-regularizare în cazul scurgerii de suprafață.

În cele ce urmează se dau o serie de formule, unele teoretice, iar altele empirice, pentru determinarea distanței dintre elementele de regularizare, formule care pot fi aplicate în unele cazuri generale sau particulare, în funcție de elementele cunoscute sau determinate ( $h, n, I, T, l$  ș.a.).

În *Manualul inginerului constructor*, vol. II, este dată următoarea ecuație pentru aflarea distanței:

$$l = \frac{78}{n} \sigma \cdot h \cdot T^2 \sqrt{I} \quad (1.26)$$

în care:

$n$  – este coeficientul de rugozitate al terenului (1-15);

<sup>1</sup> Noțiunea de versant trebuie înțeleasă ca lungimea parcursului apei de la origine și până la canalul sau recipientul în cauză.

$h$  – intensitatea precipitațiilor de vară, excluzând ploile torențiale și ținând seama de evaporație, în mm/h;

$\sigma$  – coeficientul de scurgere a apei la suprafața solului (0,3 pentru soluri permeabile ÷ 0,95 teren înghețat primăvara);

$I$  – panta terenului;

$T$  timpul de evacuare a apei, în ore.

În tabelul 1.1 se dă numai orientativ distanța dintre canalele de desecare  $D$  în funcție de panta și folosința terenului (pentru zona Moscovei).

**Tabelul 1.1.** Distanța  $l$  dintre canalele de desecare (în m)

Culturile	Panta terenului					
	0,0002	0,0005	0,001	0,0015	0,002	0,003
Fânețe	80	100	120	130	140	160
Pășuni	60	75	90	100	110	120
Culturi de câmp	50	60	75	85	90	100
Culturi de legume	30-40	35-50	45-60	50-65	55-70	60-80

Pentru alte regiuni, distanța  $l$  din tabelul 1.1 se amplifică cu coeficientul climatic ( $\alpha = 2$  pentru Rostov și  $\alpha = 0,8$  pentru Minsk).

Pentru desecarea terenurilor folosite în mod extensiv (fânețe de pe mlaștini, pășuni inundabile folosite numai vara), distanța  $l$  se ia mai mare decât se prevede în tabelul 1.1, putând ajunge la 150-400 m.

B.G. Geitman (Leningrad) dă pentru distanța  $l$  dintre elementele de regularizare a scurgerii de suprafață următoarea relație:

$$l = \frac{8,1AT^2C}{\arctg^2 \sqrt{\frac{h}{A}}} \text{ [m]} \quad (1.27)$$

în care:

$h$  – este intensitatea precipitațiilor, în mm/oră;

$A$  – pierderile de apă prin evaporație și infiltrație, în mm/oră;

$T$  – timpul de scurgere, în ore;

$C$  – coeficient care depinde de panta și rugozitatea terenului, egal cu  $\alpha\sqrt{I}$ .

A.D. Dubah recomandă pentru aflarea distanței  $l$  dintre elementele de regularizare a scurgerii de suprafață ecuația:

$$l = \frac{24T\sqrt{I}}{n} \left[ \frac{(\sigma H)^{\frac{2}{3}}}{(\sigma H)^{\frac{2}{3}} - 1} \right] \text{ [m]} \quad (1.28)$$

G.P. Voinici – Sianojentchi, studiind dinamica scurgerii apelor de suprafață pentru cazul când nu există pericolul înmlăștinării prin ape freactice, dă pentru distanțele  $l$  dintre elementele rețelei de regularizare relația:

$$l = \frac{15,4}{n} (\sigma H)^{\frac{2}{3}} T^{\frac{5}{3}} \sqrt{I} \text{ [m]} \quad (1.29)$$

Rezultatele obținute prin aplicarea ecuațiilor teoretice, de determinare a distanței dintre elementele de regularizare-desecare, trebuie confruntate și verificate cu rezultatele practice, obținute în unități similare dar amenajate.

La noi în țară s-au experimentat distanțele la diferite variante de drenaj și canale în condițiile Depresiunii Bârsei (sol humic-gleic), iar rezultatele sunt centralizate în lucrarea *Studii de Hidroameliorații*, vol. I (I.S.C.H. – 1963).

Pentru aflarea distanței  $l$  dintre elementele rețelei de regularizare, în funcție de timpul admisibil de stagnare a apei pe teren, astfel ca să nu se infiltreze în stratul de sol activ  $H$  o cantitate superioară optimului admisibil (capacitatea de câmp)  $A$ , trebuie să se țină seama de mai multe elemente:

– Volumul de apă căzut din precipitații pe suprafața de 1 ha,  $V_p$ , care este:

$$V_p = 10 \cdot ht \text{ [m}^3/\text{ha]} \quad (1.30)$$

– Volumul de apă infiltrat  $V_i$  pe suprafața de 1 ha în timpul căderii precipitațiilor  $t$ , care este:

$$V_i = 10 \cdot k' t \text{ [m}^3/\text{ha]} \quad (1.31)$$

în care:

$k'$  este viteza de infiltrație din timpul căderii precipitațiilor, în mm/min.

Volumul total de apă infiltrat pe suprafața de 1 ha de la începutul căderii precipitațiilor până la sfârșitul scurgerii ( $t + T$ ) este:

$$V_t = 10 \cdot k_0 (t + T) \text{ [m}^3/\text{ha]} \quad (1.32)$$

în care:

$k_0$  este viteza medie de infiltrație, în mm/min.

Volumul de apă ( $V_{opt}$ ) ce se poate infiltra în stratul de sol activ  $H$  al suprafeței de 1 ha, până la asigurarea optimului de umiditate ( $A$  – capacitatea de câmp), ținându-se seama de umiditatea inițială a solului ( $r_0 = \gamma \cdot r$ ) este:

$$V_{opt} = 100 \cdot H (A - r_0) \text{ [m}^3/\text{ha]} \quad (1.33)$$

Condiția de a nu crea în sol un surplus de umiditate este dată de relația:

$$V_t \approx V_{opt} \quad (1.34)$$

Substituind valorile lui  $V_t$  și  $V_{opt}$  prin

$$10k_0(t + T) = 100H(A - r_0)$$

și scoțând valoarea timpului  $T$  admisibil de scurgere a apei, care creează în stratul activ de sol (al suprafeței de 1 ha) optimul de umiditate, se obține:

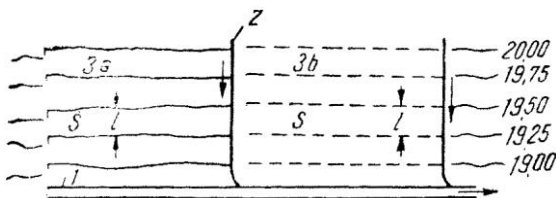
$$T = \frac{10H(A - r_0)}{k_0} - t_{\min} \quad (1.35)$$

Înlocuind timpul  $T$  din relația (1.35), într-una din ecuațiile (1.25), (1.26), (1.27), (1.28), în funcție de

condițiile date, se obține distanța  $l$  dintre două canale de regularizare, datorită căreia se evită stagnarea apei la suprafața solului peste timpul admis de diferite culturi, sau crearea în stratul de sol arabil a unui surplus dăunător de umiditate.

Din studiul și aplicarea condițiilor ce determină distanța dintre elementele rețelei de regularizare, se pot obține valori care variază, ajungând de la câțiva metri până la 200-300 m, cum este cazul la terenurile forestiere, la fânețele de pe mlaștini sau în alte condiții mai puțin intensive.

Condițiile de mecanizare cer ca rețeaua de regularizare să nu constituie o piedică; în acest scop se recomandă: o rețea de regularizare-desecare provizorie, sub forma unor rigole deschise, sau o rețea de regularizare închisă, sub forma unor șanțuri umplute cu material filtrant, care permite scurgerea apei (fig. 1.5).



**Fig. 1.5.** Schema de amplasare a rețelei de regularizare: 1 – canal colector principal; 2 – canal colector de sector; 3a – șanț provizoriu (rigolă) deschis; 3b – șanț închis (umplut cu material filtrant); S – sector desecabil.

Oricare ar fi forma elementelor rețelei de regularizare, este indicat ca amplasarea lor pe teren să fie făcută perpendicular sau oblic față de direcția de scurgere a curentului de apă, ceea ce asigură interceptarea lui și, prin urmare, urgentarea scurgerii.

Factorii care condiționează lungimea  $L$  a elementelor de regularizare, fie ele deschise sau închise, sunt: condiția de a se menține constantă secțiunea  $\omega$  pe toată lungimea canalului – din motive constructive (utilaje); realizarea unei pante  $I$  care să creeze viteza  $V$  necesară scurgerii debitului (total al drenului  $Q$  și specific  $q$  pe ml); nestânjenirea mecanizării.

$$L = \frac{\omega V}{q} \quad (1.36)$$

Lungimea șanțurilor deschise care regularizează scurgerea de suprafață poate ajunge până la 1000-1500 metri. Condițiile de mecanizare impun o lungime de 800-1000 m.

În caz de drenaj (cu diametrul  $d$ ), unde suprafața utilă este  $\frac{\pi d^2}{4}$ , lungimea drenului de regularizare este:

$$L = \frac{\pi d^2 V}{4q} \quad (1.37)$$

Lungimea liniilor de drenuri de regularizare (absorbante) ajunge în general la 150-300 m. Lungi-

mea elementelor rețelei de regularizare mai este condiționată și de panta terenului  $i$ . Dacă  $i > I$ , atunci se impune intercalarea unei rupei de pantă  $h = L(i - I)$ ;  $h \sim 0,3-0,5$  m. De aici rezultă că lungimea totală  $L$  a șanțului sau drenului trebuie să fie:

$$L \leq \frac{h}{i - I} \quad (1.38)$$

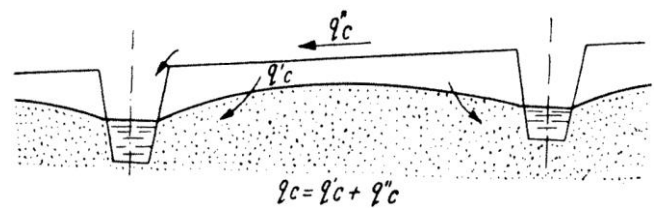
Pentru stabilirea elementelor hidraulice și geometrice ale șanțurilor de regularizare trebuie să se cunoască, în afară de  $l$  și  $L$ , și debitul pe care trebuie să-l transporte.

Debitul de calcul  $q_c$  se stabilește în funcție de modul de acționare al elementelor de desecare. Acestea pot funcționa și cu rol dublu (fig. 1.6):

a. de a colecta și evacua apele care se scurg la suprafață  $q_c''$  datorită pantei terenului;

b. de a coborî nivelul apelor freatice ( $q_c'$ ) prin infiltrarea apei de-a lungul taluzelor, în care caz  $q_c = q_c' + q_c''$ ,

sau pot funcționa cu un singur rol: de a colecta și evacua numai apele de suprafață, în care caz  $q_c = q_c''$ .



**Fig. 1.6.** Distanța între elementele de desecare-regularizare, în cazul scurgerii de suprafață și din subsol.

În cele ce urmează se va considera că debitul de calcul la care se dimensionează rețeaua de scurgere a apelor de suprafață este format numai de excesul de suprafață provenit din precipitații; debitul subteran va fi luat în considerație la proiectarea drenajului, cu toate că practic este greu de făcut o delimitare între acestea.

În cazul studiat, desecarea prin canale deschise, debitul total de evacuare  $Q_e$  poate fi considerat ca fiind:

$$Q_e = q_m \cdot S \quad (1.39)$$

în care:

$q_m$  este modulul scurgerii ( $q_m \sim 0,15-3$  l/s·h);

$$q_m = (h - k)\varphi$$

$S$  – suprafața deservită de elementul de desecare ce se proiectează.

Deci:

$$Q_e = S(h - k)\varphi$$

sau

$$Q_e = L \cdot l(h - k) \frac{t \cdot V}{l} \quad (1.40)$$

În cazul când rețeaua deschisă are și rolul de a coborî nivelul freatic-pentru realizarea normei de de-

secare  $z$ , atunci distanța dintre canale și adâncimea acestora  $t$  se vor stabili după aceleași principii ca și în cazul drenajului (v. 1.2) (fig. 1.7), fie canale cu  $L_1$  și  $t_1$  mari, fie canale cu  $L_2$  și  $t_2$  mici.

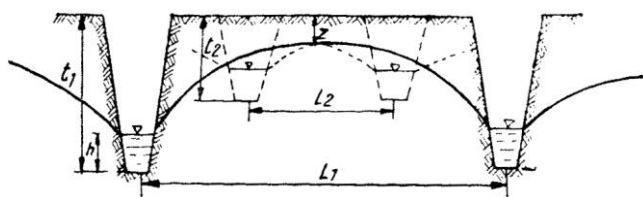


Fig. 1.7. Realizarea normei  $z$  prin variația adâncimii și distanței între canale.

### 1.1.2.2. Forma și dimensiunile rețelei de regularizare

a. *Rețeaua de regularizare provizorie – șanțuri – rigole.* În cazul când distanța dintre elementele rețelei de regularizare, obținută din calculele expuse anterior, este sub 150 m, atunci, pentru a nu stânjeni mecanizarea muncilor, aceste elemente se fac de tip provizoriu sau de tip închis.

Datorită ușurinței în execuție și exploatare, faptului că nu reclamă material filtrant pentru construcția sa, precum și obișnuinței, rețeaua de regularizare deschisă are o răspândire mult mai mare decât cea închisă, cu toate dezavantajele pe care le prezintă (ocupă suprafețe mari de teren, prezintă greutate în exploatare, prezintă neregularități în scurgere din cauza dezvoltării buruienilor și plantelor acvatice în albiile canalelor etc.).

În cazul când distanța dintre elementele rețelei de regularizare trebuie stabilită în mod obligatoriu sub 150 m și când muncile agricole mecanizate se efectuează perpendicular pe direcția lor, acestea se construiesc sub forma unor rigole provizorii, care se pot nivela în fiecare an, sau se construiesc cu secțiuni largi (fig. 1.8.a) ceea ce permite chiar însămânțarea lor, precum și trecerea agregatelor peste ele. În cazul când aceste rigole nu sunt traversate de mașinile agricole, în timpul lucrului, atunci li se dă forma unor canale cu secțiune trapezoidală, largă, cu lățimea la fund de minimum 0,30 m și cu taluze diferite (fig. 1.8.b) cu  $I \sim 0,3-0,5\%$  și  $h = 0,3-0,7$ m.

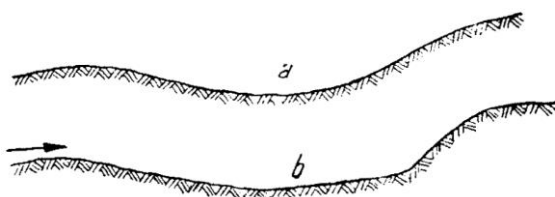


Fig. 1.8. Secțiunea transversală a șanțurilor – rigolelor de regularizare a scurgerii apei de suprafață: a – secțiune în formă de vad, utilizată în special pe pășuni; b – secțiune de formă trapezoidală, cu taluze diferite.

Nu rare sunt cazurile când aceste elemente iau forma de șanțuri foarte largi, chiar de 4-6 m, în vederea obținerii de material necesar pentru înălțarea – colmatarea parcelei situate între ele (de exemplu în delta fluviului Elba). De altfel, această metodă – a canalelor largi – are aplicare în rezolvarea problemelor complexe din Delta Dunării (stuficultură, piscicultură și agricultură), unde prin dragarea canalelor (fig. 1.9) se asigură: circulația diferitelor vehicule stuficole, crearea unor platforme care inițial serveau la depozitarea stufului recoltat și apoi ar putea fi plantate cu pomi fructiferi (meri, peri, gutui etc.), precum și evacuarea – aducțiunea apei.

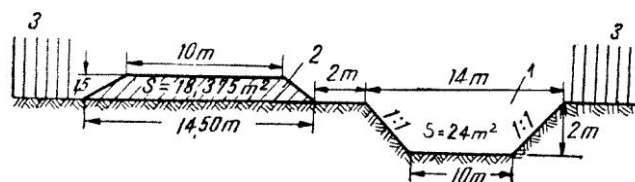


Fig. 1.9. Secțiune transversală prin platformă și canal: 1 – canalul de evacuarea apei și plutărit (pentru exploatarea stufului); 2 – platforma pentru depozitarea stufului, inițial, și apoi pentru plantarea diferitelor specii; 3 – zonele de exploatarea stufului (exemplu din Delta Dunării).

b. *Rețeaua de regularizare – desecare închisă – șanțuri umplute cu material filtrant.* În cazurile când o exploatare intensivă a terenurilor reclamă construirea unei rețele dese de suprafață, pentru a nu se împiedica mecanizarea muncilor se recurge la executarea elementelor acestei rețele sub formă de șanțuri închise, adică umplute cu material filtrant

Această rețea prezintă o serie de avantaje: nu sustrage teren din suprafața arabilă; nu împiedică circulația vehiculelor; permite tot așa de bine ca și rețeaua deschisă de a se evacua apa de suprafață și totodată, poate evacua în permanență, deci și iarna, apa din stratul superior de sol, gros de 0-50 cm; deoarece poate funcționa în permanență, asigură mai bine aerisirea stratului de sol activ.

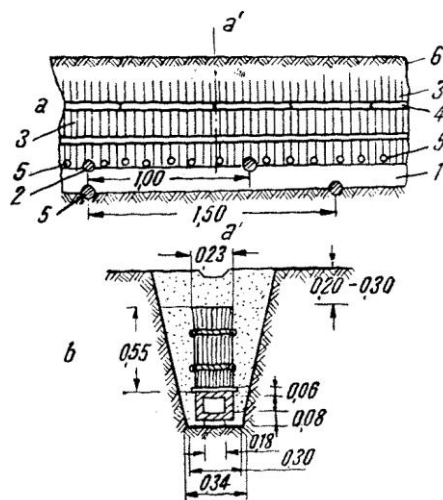
În funcție de condițiile naturale ( $k_i$ ,  $n$ ,  $\sigma$ ,  $h$ ,  $q$ ,  $i$ ) și pentru a se menține constantă secțiunea pe toată lungimea  $L$ , s-au adoptat  $L = 100-200$  m;  $l = 20-100$  m, pentru  $i = 2-8\%$ .

În figura 1.10 se vede secțiunea longitudinală și transversală a unui șanț umplut cu material filtrant având următoarele elemente: la fund un jgheab de lemn 1, peste care sunt așezate transversal, la câte 1 m distanță una de alta, traverse 2.

Menirea acestor traverse este de a menține în picioare și la distanță egală pereții verticali ai jgheabului, precum și de a susține un strat filtrant 3, format din nuiele așezate în picioare și strânse între ele cu două perechi de prăjini 4, totul legat solidar din loc în loc cu sârmă sau cu împletitură de nuiele de răchită. Pentru o



mai bună susținere a acestei salte de nuiel, între traversele 2 se pot așeza și niște prăjini subțiri 5. Salteaua de nuiel 3 se acoperă apoi cu un strat de pământ 6, în grosime de 0,20-0,30 m.

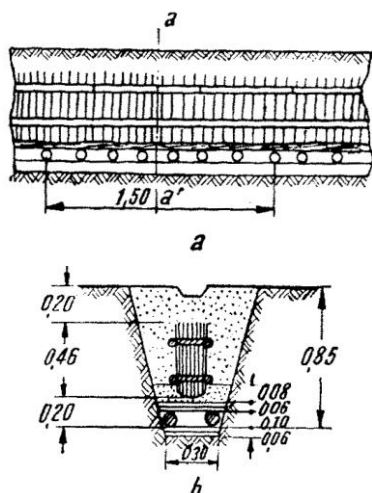


**Fig. 1.10.** Șanț umplut cu material filtrant pentru scurgerea apei de suprafață: a – secțiune longitudinală; b – secțiune transversală a'-a'; 1 – jgheab de lemn; 2 – traverse; 3 – strat filtrant; 4 – prăjini laterale; 5 – prăjini subțiri din 0,2 în 0,2 m; 6 – strat de pământ.

În figura 1.11 este arătat un șanț de regularizare umplut cu material filtrant, cu dren din prăjini.

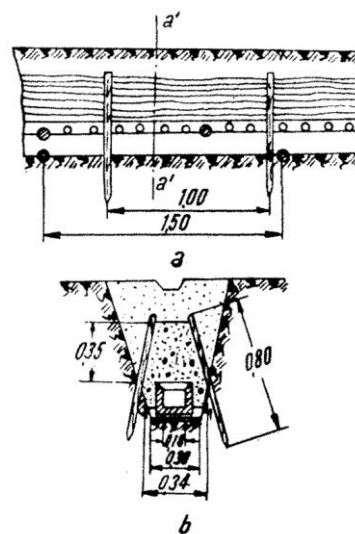
În figura 1.12 – peste jgheabul din lemn este pus materialul filtrant (mănunchi de nuiel sau lăstari strânși între perechi de pari oblici, bătuți din metru în metru).

Șanțul închis, arătat în figura 1.13, are drenul format dintr-un jgheab de scânduri, peste care se așază drept strat filtrant o fascină de nuiel, cu un diametru de 0,29 m; diametrul trebuie să întrecă lățimea părții de sus a jgheabului.

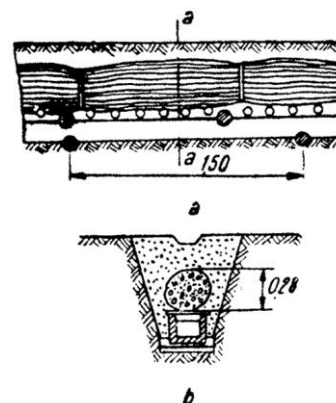


**Fig. 1.11.** Șanț umplut cu material filtrant având dren din prăjini: a – secțiune longitudinală; b – secțiune transversală a-a'.

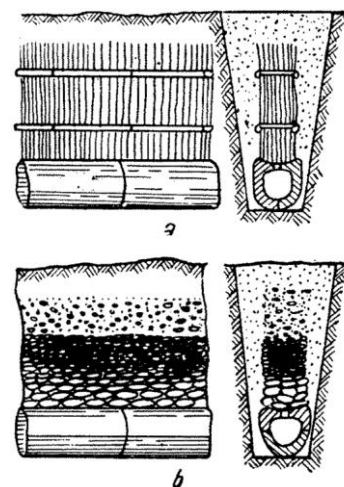
În figura 1.14 se vede un șanț umplut cu material filtrant format fie dintr-o saltea de nuiel a, fie din piatră de diferite dimensiuni b.



**Fig. 1.12.** Șanț umplut cu material filtrant (mănunchi de nuiel) și un dren tip jgheab din lemn: a – secțiune longitudinală; b – secțiune transversală a'-a'.



**Fig. 1.13.** Șanț umplut cu material filtrant (fascine de nuiel) și cu dren tip jgheab din lemn: a – secțiune longitudinală; b – secțiune transversală a-a'.



**Fig. 1.14.** Șanțuri umplute cu material filtrant: a – cu saltea de nuiel; b – cu un strat de piatră.

Din aceleași figuri se mai poate observa că drenurile de ceramică așezate pe fundul șanțului sunt prevăzute cu o tăietură longitudinală la partea lor superioară, pentru a colecta mai repede apele sosite (fig. 1.14).

În proiectare, debitul total  $Q$  transportat de șanțul umplut cu material filtrant, cu lungimea  $L$  și debitul unitar  $q$ , este:

$$Q = L \cdot q$$

iar  $q$  trebuie să fie egal cu capacitatea de scurgere a materialului filtrant ( $a \cdot k_1 \cdot I$ , în care  $a$  este lățimea umpluturii,  $k_1$  – coeficientul de filtrație al umpluturii,  $I$  – panta șanțului), deci:

$$ak_1 I \geq l(h - k) \varphi \quad (1.41)$$

Secțiunea  $\omega$  a elementului de regularizare trebuie să îndeplinească condiția ca:

$$\omega = \frac{Q}{V} = \frac{S \cdot q_m}{V} \text{ [m}^2\text{]} \quad (1.42)$$

în care:

$S$  este suprafața de pe care colectează apa elementul de regularizare respectiv, în ha;

$q_m$  – modulul de scurgere, în  $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{ha}$ ;

$V$  – viteza apei în drenul așezat pe fundul șanțului, în m/s.

Scurgerea apei prin șanțurile umplute cu material filtrant se face cu viteze diferite:

– pentru apa care se scurge prin drenul din fundul șanțului, viteza este dată de formula lui Bazin:

$$V = C \sqrt{RI} \quad (1.43)$$

– pentru apa care se scurge prin stratul permeabil (piatră, nuiel etc.) viteza se poate determina după formula generalizată de S.V. Izbașa:

$$V = M_f \cdot p \sqrt[3]{v_0^{m-2} \cdot \Phi^{m-3}} \text{ [cm/s]} \quad (1.44)$$

în care:

$M_f$  – este un coeficient care variază în funcție de diametrul  $\Phi$  efectiv al materialului filtrant ( $\Phi = 0,5-2,5$  cm); pentru  $\Phi \geq 6$  cm,  $M = 2$ ; dacă  $v_0$  se exprimă în

$\text{cm}^2/\text{s}$ , se poate lua:  $M_f = 20 - \frac{14}{\Phi}$ ;

$p$  – porozitatea umpluturii filtrante, egală cu 0,35-0,45, în funcție de natura materialului;

$I$  – panta fundului șanțului;  $v_0$  = coeficientul cinematic de vâscozitate al apei, în  $\text{cm}^2/\text{s}$  (Stokes); el variază între ( $v_0 = 0,0178-0,0103$   $\text{cm}^2/\text{s}$ ; pentru  $t = 0-20^\circ\text{C}$ );

$m$  – indicele radicalului:  $m = 2 - \frac{0,34}{\Phi^2}$

N.P. Puzârevski recomandă pentru materialul filtrant grosier ca relație a vitezei:

$$V = 35 \sqrt{I} \text{ [cm/s]} \quad (1.45)$$

## 1.2. DESECAREA PRIN DRENAJ

### 1.2.1. GENERALITĂȚI ASUPRA DRENAJULUI

Folosirea drenajului pentru desecare și pentru îmbunătățirea condițiilor de aerisire și încălzire a terenurilor agricole este o problemă destul de veche. După cum descrie Palladio, se pare că vechii romani au cunoscut și folosit acest sistem.

Săpăturile efectuate în perioada 1914 și mai ales 1960-1964 la Cetatea Histria-Constanța<sup>1</sup> au scos în evidență prezența drenurilor din ceramică folosite pentru alimentarea cu apă a cetății și pentru canalizarea băilor.

Din a doua jumătate a secolului trecut, drenajul a început să ia o extensiune mai mare, îndeosebi în Anglia (John Read), Franța, Belgia, Germania și Italia.

#### 1.2.1.1. Condiții de aplicare

Drenajul poate fi aplicat în ameliorarea terenurilor cu exces de umiditate (grele, reci, neaerate), a terenurilor înmlăștinate și a celor salinizate (întrucât acestea din urmă prezintă o serie de probleme speciale, ameliorarea sărăturilor prin lucrări de drenaj va fi tratată îndeosebi în cap. „Drenaj vertical”), a terenurilor cu folosințe speciale (aerodromuri, terenuri de sport, centre populate etc.). Importanța ce se acordă drenajului în fosta U.R.S.S. poate fi văzută din lucrările dezbaterilor ce au avut loc la Plenara Secției de Hidrotehnică și Ameliorații V.A.S.H.N.I.L. (Academia Uni-onală de Științe Agricole „V.I. Lenin”) – din 5-6 aprilie 1960, la Moscova<sup>2</sup>.

#### 1.2.1.2. Elementele sistemului de drenaj

Sistemul de drenaj cuprinde aceleași elemente ca și sistemul de desecare prin canale deschise: suprafața desecabilă, rețeaua de regularizare (drenuri absorbante), rețeaua de colectare (drenuri colectoare) și evacuare și recipientul, iar în ceea ce privește menirea lui, dacă scopul principal al desecării prin canale deschise este regularizarea scurgerii apelor de suprafață, acela al drenajului este în primul rând regularizarea scurgerii apelor freatice.

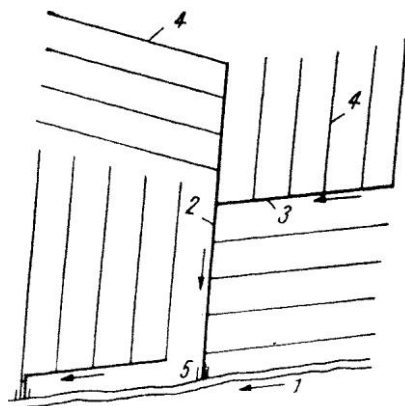
Primul sistem nu-l înlătură pe al doilea și invers.

Colectoarele, formate din tuburi cu un diametru de 16-20-25 cm, își varsă apele într-un canal de colectare-evacuare sau într-un curs de apă sau bazin,

<sup>1</sup> Întemeiată pe malul Lacului Sinoie la sfârșitul sec. al VII-lea î.e.n. de coloniștii greci din Milet și dezvoltată în sec. I-III e.n.

<sup>2</sup> Revista „Hidrotehnica și ameliorații”, 1960/6.

printr-o gură de descărcare-evacuare. Ansamblul drenurilor și colectoarelor care își trimit apele înspre aceeași gură de evacuare se numește sistem de drenaj (fig. 1.15).



**Fig. 1.15.** Sistem de drenaj: 1 – recipient; 2 – dren colector principal; 3 – dren colector secundar; 4 – dren absorbant; 5 – gură de evacuare.

Pentru drenarea completă a unei unități desecabile pot fi folosite mai multe sisteme de drenaj.

### 1.2.1.3. Modul de funcționare a drenajului

Pătrunderea apei în drenuri poate avea loc pe toată întinderea și pe întregul lor perimetru – în cazul drenajului tip cârțiță și al drenurilor permeabile, sau numai prin rosturile dintre tuburi  $a$  – în cazul drenajului din tuburi de argilă, beton, P.C.V., sticlă etc.

Drenurile sunt niște tuburi a căror lungime  $l_d$  este, în general, de 0,33 m. Ele se așază în fundul șanțurilor cap la cap, bine strânse între ele, astfel că dacă s-ar încerca să se ridice un dren din mijlocul șirului, să se ridice o întreagă parte a acestuia. Oricât de strânse ar fi tuburile între ele, suprafețele lor de contact nefiind perfect plane, rămâne spațiu suficient pentru pătrunderea apei din sol (pentru  $d = 40$  mm,  $a = 0,5$  mm,  $l_d = 330$  mm,  $l = 16$  m; se realizează la 1 ha o suprafață utilă de scurgere spre drenuri de  $1.125$  cm<sup>2</sup>).

### 1.2.1.4. Efectele drenajului

Drenajul lucrează simultan asupra solului, asupra apei subterane, precum și asupra vegetației. El influențează, de asemenea, condițiile climatice și sanitare ale regiunii.

Prin acțiunea sa lentă, drenajul menține în stratul arabil o stare intermediară între uscăciune și umiditate prea mare, așa cum este necesar pentru dezvoltarea vegetației. În interiorul solului el produce o vie aerată, deoarece aerul înlocuiește apa drenată din sol.

Acțiunea drenajului se resimte în special la solurile grele, care se îmbibă și mențin apa în ele și în care nivelul apei freatice este prea apropiat de suprafață.

Ea este însă binevenită și la acele soluri grele la care nivelul apei freatice se găsește la o adâncime mai mare și la care apa rezultată din precipitații se infiltrează greu, înmlăștinând solul la suprafață. De altfel, șanțurile care se fac pentru așezarea tuburilor de drenaj exercită și ele o influență favorabilă în această privință, ajutând la afânarea terenului și la o mai bună infiltrație a apei în sol, de sus în jos.

Drenajul constituie o măsură esențială, de asemenea, și pentru ameliorarea terenurilor salinizate, ca și pentru prevenirea sărăturii secundare a terenurilor irigabile.

Drenajul este un adevărat regulator al regimului de apă și aer din sol.

Drenajul este și un bun auxiliar al irigației, deoarece prin coborârea nivelului pânzei de apă freatică – rece, slab aerată și adesea mineralizată – apa de irigație are posibilitatea de a rămâne un timp îndelungat în solul irigat și de a pune la dispoziția plantelor umiditatea și temperatura necesară.

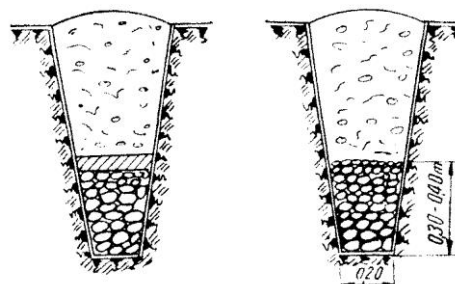
Efectul drenajului se resimte și din punct de vedere hidrologic și sanitar. Drenajul contribuie la diminuarea ceței ce apare adesea deasupra terenurilor care au stratul de apă freatică aproape de suprafață. Asanând terenul, drenajul evită descompunerile care viciază atmosfera de pe suprafața respectivă.

### 1.2.1.5. Tipuri de drenuri

În funcție de perfecționarea tehnicii drenajului, de cerințele la care trebuie să răspundă acesta și de natura materialului de care se dispune, se deosebesc mai multe feluri de drenuri.

După natura materialului și felul consolidării:

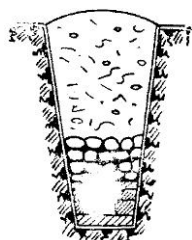
– *Drenuri de piatră.* Se face un șanț cu o lățime de aproximativ 0,20 m la fund și cu pantă de minimum 5%, în care se așază un strat de piatră rotundă, pietriș mare sau piatră spartă, cu o înălțime de 0,30-0,40 m, peste care se așterne un strat de pământ bătut (fig. 1.16).



**Fig. 1.16.** Dren de piatră.

La acest sistem există pericolul ca apa să înmoaie cu timpul fundul șanțului și ca pietrele să se îngroape, provocând ridicarea pământului mocirlos deasupra lor.

– *Drenuri de lespezi de piatră sau cărămidă.* În locurile unde lipsește pietrișul, dar lespezile de piatră pot fi ușor procurate, drenurile de pe fundul șanțurilor se construiesc sub formă de mici canale cu secțiune triunghiulară sau dreptunghiulară (fig. 1.17).

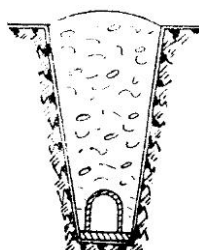


**Fig. 1.17.** Dren din lespezi de piatră.

Acolo unde cărămida sau olanele se găsesc la îndemână, drenurile se execută din acest material, lucrarea oferind avantajul de a se obține o secțiune uniformă (fig. 1.18, fig. 1.19).



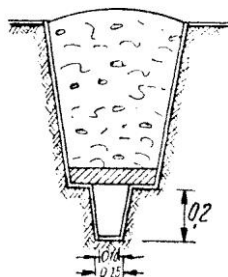
**Fig. 1.18.** Dren din cărămidă.



**Fig. 1.19.** Dren din olane cu un singur rând.

– *Drenuri din brazde de iarbă.* Acolo unde piatra este greu de procurat, drenurile din fundul șanțurilor se pot face din brazde de iarbă. În acest scop, șanțurile se sapă cu taluzele mai înclinate decât în cazurile precedente și cu câte o banchetă în apropiere de fund (fig. 1.20).

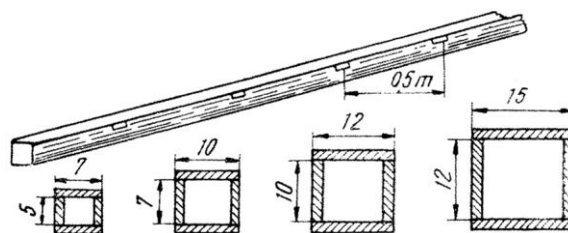
De-a curmezișul șanțului, sprijinite pe umerii banchetei se așază brazdele de iarbă cu rădăcinile în sus, astfel ca în fundul șanțului să rămână o cavitate continuă pentru scurgerea apelor.



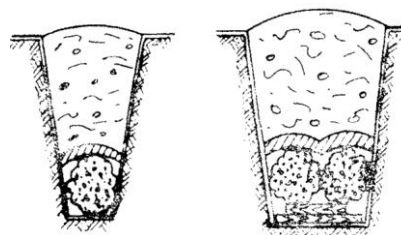
**Fig. 1.20.** Dren brazde de iarbă.

– *Drenuri din lemn.* În acele locuri unde condițiile asigură menținerea unui mediu umed permanent (turbării), se pot folosi cu bune rezultate drenuri din lemn, care pot funcționa timp de 10-15 ani. Aceste drenuri pot fi confecționate din: scânduri (sub formă de

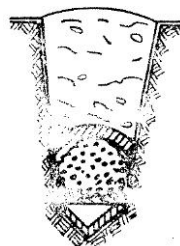
cutii), fascine, și lătunoaie, prăjini, lătunoaie sau din trunchiuri de arbori scobiți (sub formă de tuburi) (fig. 1.21; fig. 1.22; fig. 1.23; fig. 1.24; fig. 1.25; fig. 1.26; fig. 1.27).



**Fig. 1.21.** Dren din lemn în formă de cutie.



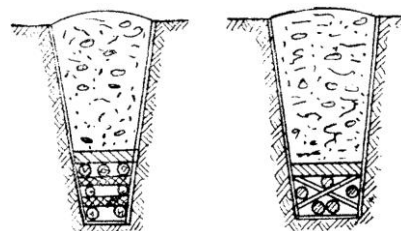
**Fig. 1.22.** Dren din fascine.



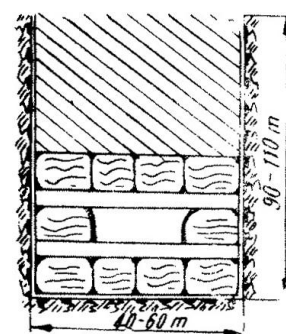
**Fig. 1.23.** Dren din fascine și lespezi de piatră sau din lătunoaie.



**Fig. 1.24.** Dren de prăjini așezate în mănunchi.



**Fig. 1.25.** Dren de prăjini așezate în straturi longitudinale și pe capre.



**Fig. 1.26.** Dren de lătunoaie cu secțiune dreptunghiulară.

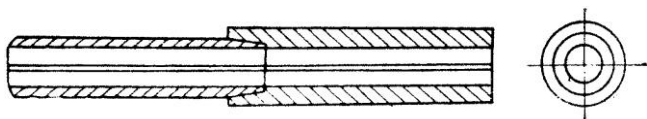


Fig. 1.27. Dren din trunchi de arbore.

Debitul care se poate scurge prin drenurile de forma cutiilor din scândură se determină cu ajutorul relațiilor (A.A. Cerkasov):

– dacă scândurile sunt geluite:

$$Q = 33 \cdot a^{\frac{8}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (1.46)$$

– dacă scândurile sunt negeluite:

$$Q = 27 \cdot a^{\frac{8}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (1.47)$$

Lungimea obișnuită a liniilor de drenuri din scânduri este de 150-250 m, iar pentru colectoarele construite din același material este de 900-1000 m; panta  $I = 1-50\text{‰}$ , iar  $V = 0,2-3,5$  m/s.

– *Drenuri din tuburi de beton.* La Wiesbaden au fost făcute drenuri dintr-un beton foarte permeabil, având secțiunea exterioară pătrată cu latura de 20 cm și cea interioară circulară cu diametrul de 3,2-12 cm. În aceste tuburi apa pătrunde prin porii betonului. Ele pot fi folosite pe terenuri cu destinații speciale, ca: aerodromuri, terenuri de sport, parcuri etc., dar sunt prea scumpe pentru a putea fi folosite pe scară mare pentru drenarea terenurilor agricole.

În general, drenajul cu tuburi de beton nu este aplicabil în terenurile care conțin peste 1% sulfat, precum și în turbării.

Au fost preconizate și chiar experimentate drenuri din sticlă groasă, care prezentau marele avantaj de a avea suprafața interioară netedă și deci o mare capacitate de transport. Aplicarea lor pe o scară mare nu s-a putut face din cauza costului ridicat. Se acordă importanță tuburilor din P.C.V., în scopul folosirii la drenaj.

– *Drenurile din argilă arsă.* Cele mai folosite drenuri sunt cele din tuburi de argilă bine arsă, care se așază cap la cap în șanțuri înguste, special săpate în acest scop. Tuburile o dată introduse în șanț se acoperă cu un strat de material filtrant și apoi cu pământul rezultat din săparea șanțului.

Succesul drenajului prin tuburi de argilă arsă a dus la fabricarea de tuburi cu cele mai diferite secțiuni (fig. 1.28): dreptunghiulare, pătrate, eliptice, ovale, în formă de pară și circulare.

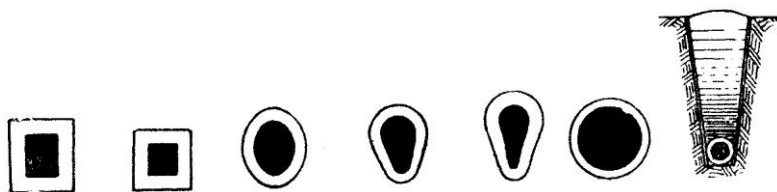


Fig. 1.28. Dren din argilă arsă cu diferite forme de secțiune.

Din toate aceste forme însă numai cea circulară s-a menținut, fiind cea mai corespunzătoare din punct de vedere constructiv și hidraulic. Diametrul interior al tuburilor variază între 5 și 25 cm, iar lungimea între 33 și 60 cm. Tuburile cu un diametru mai mic de 5 cm prezintă pericol de înfundare cu material aluvionar, cu rădăcini de plante, cu concrețiuni calcaroase și cu oxizi de fier; frecvent, cu bune rezultate sunt folosite tuburile cu  $d = 7,5-10$  cm, putând funcționa 40-50 ani.

Tuburile de drenaj pot fi confecționate direct pe șantierul sistemului hidroameliorativ, în cazul când aceasta este mare, sau se pot aduce de la diferite fabrici de ceramică (fig. 1.29).

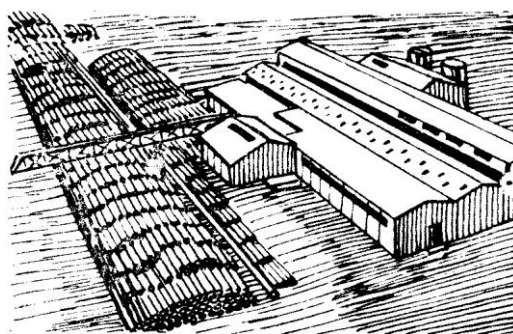


Fig. 1.29. Întreprindere pentru construirea drenurilor.

*Condiții de verificare a calității tuburilor de drenaj.* Înainte de a fi aduse pe șantier, tuburile de drenaj trebuie recepționate prin verificarea următoarelor caracteristici: forma și dimensiunile; omogenitatea

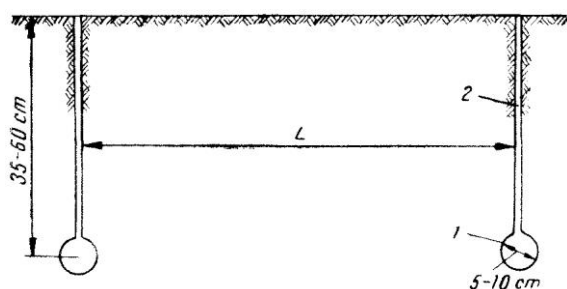
pastei; conținutul în calce; gradul de ardere ( $K_u = \frac{h^2}{t}$ ;

$h$  – înălțimea de urcare capilară a apei, cm, în timpul  $t$ , ore); rezistența la acțiunea acizilor; absorbția de apă; rezistența la rupere. [Sarcina minimă  $P = 50a(d + a)$  kg;  $a$  este grosimea peretelui, în cm, iar  $d$  – diametrul interior].

*Drenuri tip galerie de cârțiță.* Necesitatea desecării terenurilor agricole cu mijloace reduse și cheltuieli mici, în raport cu posibilitățile, a creat drenajul prin galerii tip cârțiță (fig. 1.30).

Aceste galerii se execută cu ajutorul plugului drenor cârțiță, sub forma unor tuburi lungi de 100-250 metri, paralele, așezate la adâncimea impusă de natura solului, felul culturilor agricole – pentru a realiza norma de desecare  $z$  cerută de acestea, precum și de cerințele de a evacua apa de suprafață sau de a coborî nivelul pânzei de apă freatică.

Distanța dintre galerii se stabilește în funcție de natura excesului de apă: de suprafață sau freatică, cu relațiile proprii „elementelor de regularizare deschise”, pentru primul caz (ape de suprafață), sau al „drenurilor” pentru al doilea caz.



**Fig. 1.30.** Secțiune transversală în drenurile tip galerie de cârțiță: 1 – dren cârțiță; 2 – deschidere.

Distanța dintre drenuri poate fi calculată orientativ, în cazul când fundul drenului se află deasupra stratului impermeabil ( $a < 2$  m), cu ajutorul relației.

$$l = 17,3 \sqrt{\frac{kT(t+2a)(t-z)}{\delta z + P - E}} \quad (1.48)$$

în care:

$\delta$  este capacitatea stratului de sol de a ceda apă  $\left(\frac{A-C}{100}\right)$ ;

$P, E$  – cantitatea de precipitații  $P$  și de apă evaporată  $E$  în  $T$  zile, în m;

$K$  – coeficientul de infiltrație al solului, m/24 h;

$T$  – durata admisibilă de scădere a nivelului apei (20-25 zile în primăvară, pentru fânețe, 10-15 zile pentru pășuni, 7-10 zile pentru culturi de câmp, 5-8 zile pentru culturi de legume);

$t$  – adâncimea drenului, în m.

În general, în practică se iau următoarele distanțe pentru drenurile tip galerie executate la o adâncime de 0,5-0,7 m: la solurile minerale 2-10 m; la solurile turbatoase 10-20 m; la terenurile nerezistente 2-4 m.

Un mare avantaj al drenajului este că micșorează amplitudinea variației umidității solului, lucru ce se poate vedea din tabelul 1.2 (M.N. Glotov).

**Tabelul 1.2.** Aptitudinea variațiilor umidității în sol drenat și nedrenat

Perioada	Umiditatea stratului de sol de 0-50 cm grosime (%)	
	Fără drenaj	Cu drenaj cârțiță
Umedă	31,3	28,5
Secetoasă	19,1	21,4

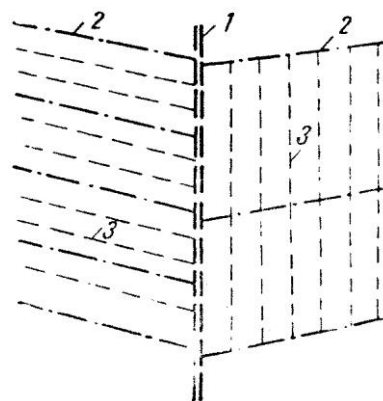
Prin îmbunătățirea regimului de apă și aer din sol, drenajul tip galerie contribuie la ridicarea producției chiar din primii ani, cu 60-65% la cereale și 35-40% la cartofi.

Drenajul prin galerii tip cârțiță este indicat pentru solurile cu un anumit grad de rezistență (tabel 1.3) și umiditate. Experiențele au arătat că cele mai rezistente sunt solurile argilo-nisipoase, precum și toate acelea care au o structură omogenă, fără intercalații de nisip, pietre, cioate etc.

**Tabelul 1.3.** Gradul de rezistență a drenurilor tip galerie de cârțiță la diferitele soluri

Gradul de rezistență a drenurilor	Conținutul de particule în %		Gradul de dispersie a solului	Căldura de umectare a solului (în calorii mici) (g)
	$D < 0,01$ mm	$d < 0,001$ mm		
Rezistente	20-25	20-10	$< 5$	4,0
Puțin rezistente	25-15	10-5	5-10	3-2,5
Nerezistente	5	2	$> 10$	2,0

Drenajul prin galerii tip cârțiță neconsolidate servește adesea la completarea drenajului obișnuit, în cazul când între șirurile de drenuri ale acestuia există o distanță prea mare, sau acolo unde panta terenului este prea mică pentru a permite drenurilor obișnuite adâncimea prescrisă spre a fi ferite de îngheț. În aceste cazuri drenurile tip cârțiță se pot trasa între șirurile de drenuri obișnuite, paralel sau perpendicular (fig. 1.31).



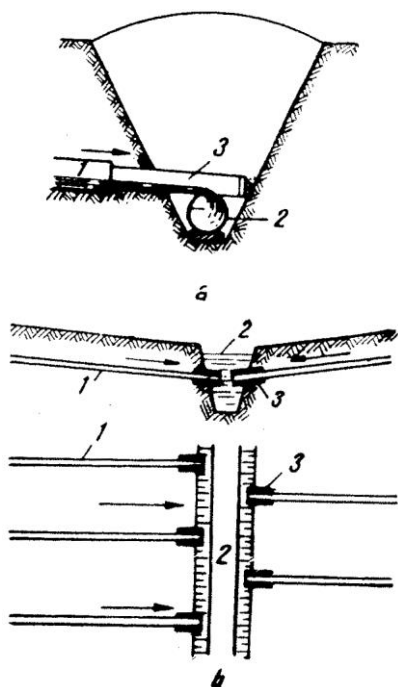
**Fig. 1.31.** Drenaj cu drenuri obișnuite – din tuburi de ceramică – completat cu drenuri tip galerie de cârțiță: 1 – dren colector; 2 – dren absorbant din tuburi de ceramică; 3 – dren tip galerie de cârțiță.

Vărsarea drenului cârțiță într-un dren colector sau în canalul de evacuare se face, pe lungimea de 1-1,5 m, prin tuburi de ceramică, P.C.V., lemn ș.a. (fig. 1.32).

Acest tip de drenuri se construiesc cu:  $l \sim 5-10\%$ ;  $t = 0,5-0,6$  m;  $l = 3-6$  m;  $L = 100-250$  m.

Durata de funcționare a drenurilor tip galerie de cârțiță neconsolidate variază între 3 și 10 ani, după gradul de rezistență a terenului și după timpul în care ele trebuie să funcționeze cu secțiunea aproape plină.

**Drenajul prin galerii tip cârțiță consolidate.** În cazurile când rezistența solului desecabil este mică, se recurge la construirea de drenuri tip galerii cârțiță consolidate: prin introducerea mecanică în galerii a unor tuburi de ceramică; prin consolidarea pereților galeriei cu un mortar de ciment foarte permeabil sau cu alte materiale permeabile (suspensii de turbă bine descompuse etc.); prin introducerea în galerie a unui sul format din fascine, nuiete, paie, stuf etc. – funcție de materialele locale.



**Fig. 1.32.** Consolidarea gurii de vărsare a drenurilor cârțiță: a – cu vărsare într-un dren colector; b – cu vărsare într-un canal; 1 – dren absorbant; 2 – dren sau canal colector; 3 – tuburi de drenaj pentru consolidare.

Drenajul consolidat poate fi folosit nu numai în terenuri minerale sau turboase, ci și în cele nisipoase și cu pietriș, cu condiția ca acestea să aibă o pantă mare (peste 5-6‰) și să nu conțină nisip aluvionar sau săruri de fier.

Adâncimea drenurilor tip galerii cârțiță consolidate se stabilește ca la drenajul obișnuit, ținându-se seama de norma de desecare necesară și de adâncimea de îngheț.

### 1.2.2. NOȚIUNI DE HIDRAULICĂ A SCURGERII APELOR FREATICE SPRE DRENURI

Pentru a asigura condiții optime dezvoltării plantelor agricole, este necesară coborârea nivelului apei freatice la o adâncime impusă de cerințele acestora, de natura solului, de cerințele hidrogeologice și hidro-saline, de condițiile climatice, precum și de alte condiții impuse de exploatare. Realizarea normei (adâncimii) de desecare sau desalinizare constituie obiectivul principal al drenajului agricol. În alte situații, drenajul poate avea și alte roluri: igienico-sanitar, de consolidare a fundațiilor și terenurilor, de apărarea căilor de transport, pentru aerodromuri și terenuri de sport (v. 1.3).

Sub acțiunea unor factori interni și externi, umiditatea solului este expusă unor variații în timp și spațiu, producându-se astfel o deplasare a apei în sol, a cărei lege poate fi redată prin relația Darcy:

$$v = k \cdot i \quad [\text{m/s}] \quad (1.49)$$

Dacă solul este nesaturat, mișcarea apei are loc tot după legea lui Darcy, însă într-o formă generalizată:

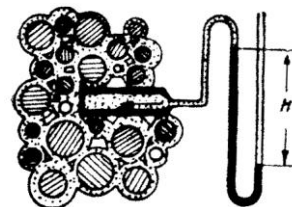
$$v = k_w \cdot i \quad [\text{m/s}] \quad (1.50)$$

în care coeficientul de filtrație  $k_w$  nu mai este constant, ci variază direct proporțional cu umiditatea solului  $w$ , ca urmare a interacțiunii ce se face simțită între apă și sol.

În cazul solurilor argiloase saturate, mișcarea apei începe numai după ce au fost învinse forțele sus amintite, astfel că legea lui Darcy va trebui modificată, prin introducerea așa-numitului *gradient* inițial  $i_0$  ce se opune mișcării (H. Lehr și colab., 1963).

$$v = k(i - i_0) \quad [\text{m/s}] \quad (1.51)$$

Tot datorită forțelor de interacțiune, apa din solurile nesaturate are o presiune inferioară celei atmosferice (fig. 1.33), și anume cu atât mai mică cu cât umiditatea este mai depărtată de umiditatea de saturație.



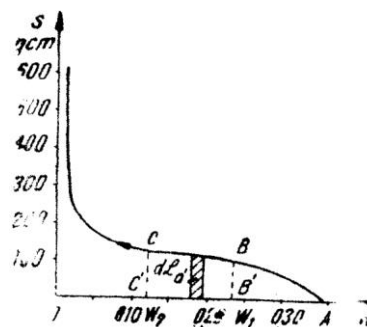
**Fig. 1.33.** Presiunea apei în solul nesaturat.

Diferența (deficitul) de presiune înregistrat poartă denumirea de *sucțiune*  $s$  și reprezintă un efect rezultat al forțelor de adsorpție (în cazul solurilor argiloase) sau se datorește forțelor capilare (în cazul solurilor nisipoase). Circulația apei în solurile nesaturate este condiționată de această sucțiune, care după Schofield (1935) se redă prin  $pF$  (logaritmul zecimal al diferenței de presiune  $H$  – exprimată în cm coloană de apă).

$$pF = \log H \quad (1.52)$$

Din cele de mai sus, se observă că sucțiunea reprezintă un potențial negativ, astfel că pentru a transforma în apă liberă o cantitate de apă egală cu unitatea, reținută cu o sucțiune  $s$ , va trebui consumată o energie (un lucru) egală cu  $s$  (fig. 1.34).

$$dL_d = -s dw$$



**Fig. 1.34.** Variația sucțiunii cu umiditatea.

Pentru a drena solul de la umiditatea  $W_1$  la  $W_2$ , lucrul mecanic specific de drenare<sup>1</sup> va fi:

$$L_d = - \int_{W_1}^{W_2} s dw \quad (1.53)$$

care pe figura 1.34 corespunde suprafeței BCC'B'.

Analizând procesul de drenare în timp, apare noțiunea de *putere specifică de drenare* ( $P_d$ ):

$$P_d = \frac{dL_d}{dt} = -s \frac{dw}{dt} \quad (1.54)$$

În cadrul unui ciclu de drenare – umezire apare o pierdere de energie  $\Delta L$ , materializată pe figura 1.35 prin bucla de histeresis ABCB'A cuprinsă între ramurile de drenare și umezire.

$$\Delta L = -L_d + L_u \quad (1.55)$$

în care:

$L_u$  – este lucrul specific de umezire;

$L_d$  – lucru specific de drenare.

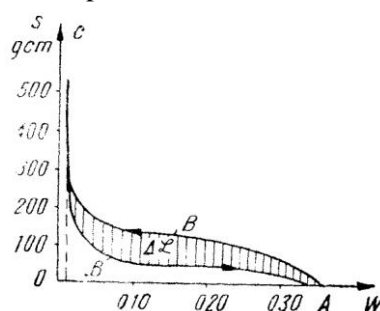


Fig. 10.35. Ciclu de drenare – umezire.

Capacitatea de drenare a diferitelor categorii de soluri poate fi pusă în evidență cu ajutorul *vitezei de drenare*  $v_d$ , care reprezintă cantitatea de apă ce se drenează în unitatea de timp, dintr-un volum unitar de sol.

$$v_d = - \frac{\gamma}{1 + \varepsilon} \frac{dw}{dt} \quad (1.56)$$

în care:

$\gamma$  este greutatea specifică a solului;

$\varepsilon$  – indicele porilor;

$\frac{dw}{dt}$  – variația umidității în timp.

Ținându-se seama de relația (1.54):

$$v_d = \frac{\gamma}{1 + \varepsilon} \frac{P_d}{s} \quad (1.57)$$

de unde se observă că între viteza și puterea de drenare pentru o sucțiune constantă există o legătură direct proporțională, astfel că pentru a drena un sol într-un timp mai redus va trebui să existe o putere de drenare mai mare.

Analizând din punct de vedere energetic și fe-

nomenul de filtrație, se observă că energia pierdută de unitatea de greutate a apei, în timpul filtrației, este egală cu lucrul mecanic produs de aceasta (apa) la trecerea de la nivelul M' la nivelul N' (fig. 1.36), adică  $L_1 = 1 \cdot h$ .

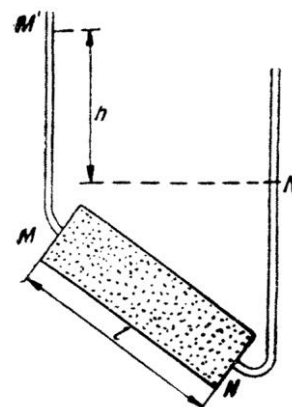


Fig. 1.36. Schema pentru definirea lucrului de filtrație.

Lucrul produs de o cantitate de apă  $Q$  ce se filtrează în timpul  $t$ , cu o viteză de filtrare  $v$ , printr-o secțiune  $A$ , va fi:

$$L = Qh = vAth \quad (1.58)$$

Ținând cont că filtrația are loc conform legii lui Darcy, *lucrul specific de filtrație* va fi dat de relația:

$$dL_f = \frac{1 + \varepsilon}{\gamma} k i^2 dt = \frac{1 + \varepsilon}{\gamma} \frac{v^2}{k} dt \quad (1.59)$$

*Puterea specifică de filtrație* va fi exprimată astfel:

$$P_f = \frac{1 + \varepsilon}{\gamma} k i^2 = \frac{1 + \varepsilon}{\gamma} \frac{v^2}{k} \quad (1.60)$$

În urma analizei efectuate mai sus se observă că în procesul drenării unui sol se consumă energie: pentru a învinge forțele de interacțiune dintre sol și apă (până când procesul drenării devine staționar); pentru a produce deplasarea apei în sol până la drenuri.

Având în vedere că fiecare sistem de drenaj poate dezvolta o anumită putere de drenare, pentru a putea evalua efectul sistemului preconizat, se pot folosi curbele ce redau sucțiunea funcție de umiditate.

În figura 1.37 se prezintă câteva curbe ( $pF$ ,  $w$ ) pentru pământurile tipice (nisip, nisip făinos, lut, argilă), indicându-se și mărimea porilor ce se pot goli pentru sucțiunile corespunzătoare (H. Lehr și colab., 1963).

În practică se întâlnesc des cazuri de filtrație ce pot fi considerate mișcări plane (viteza firelor de curent este paralelă cu un plan director, astfel că stadiul mișcării poate fi efectuat considerând că fenomenul filtrației se produce într-un plan XOY). Fiind o mișcare potențială, în cazurile când este plană, filtrația poate fi studiată cu ajutorul funcțiilor analitice de o variabilă complexă.

<sup>1</sup> Lucrul specific  $L_d$  cât și puterea de drenare  $P_d$  se consideră raportate la unitatea de greutate a solului uscat (întrucât aceasta poate fi considerată cvasiconstantă).



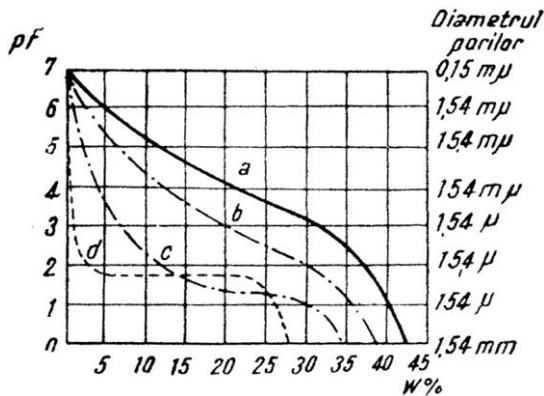


Fig. 1.37. Relația dintre sucțiune ( $s$ ) și umiditate ( $w$ ) pentru principalele tipuri de pământuri.

Cunoscându-se potențialul complex al mișcării:  

$$f(z) = \varphi + i\psi \quad (1.61)$$

în care partea reală reprezintă potențialul vitezelor ( $\varphi = \text{constant}$ , este ecuația liniilor echipotențiale), iar partea imaginară funcția de curent ( $\psi = \text{constant}$ , este ecuația liniilor de curent), componentele vitezelor vor fi exprimate sub forma derivatelor parțiale ale celor două funcții  $\varphi$  și  $\psi$ :

$$\begin{aligned} u &= \frac{\partial \varphi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y} \\ v &= \frac{\partial \varphi}{\partial y} = -\frac{\partial \psi}{\partial x} \end{aligned} \quad (1.62)$$

Presiunea se obține din ecuația lui Bernoulli:

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{constant} \quad (1.63)$$

în care constanta este unică pentru tot domeniul mișcării, iar debitul care trece printre două linii de curent  $\psi_A$  și  $\psi_B$  este dat de diferența valorilor numerice ce caracterizează liniile de curent respective:

$$q = \psi_A - \psi_B \quad (1.64)$$

*Metoda transformărilor conforme* dă posibilitatea transformării unui câmp vectorial, care reprezintă mișcarea unui fluid, într-un alt câmp pentru care se cunoaște potențialul complex, printr-o funcție ce poate asigura o corespondență biunivocă între cele două câmpuri și ortogonalitatea liniilor de curent și a celor echipotențiale (această funcție trebuie să fie olomorfă, univalentă în domeniul din planul  $z$ , continuă pe contur, derivata ei să nu se anuleze în interiorul domeniului).

Pentru rezolvarea problemelor de infiltrații (filtrația apei printr-un strat permeabil infinit către un dren de lățime  $2b$  și înălțime neglijabilă, infiltrația din canale sau râuri cu secțiune transversală regulată în straturi permeabile finite etc.) se poate folosi varianta Jukovski, care se bazează pe variabila complexă:

$$f_j = z - if_r = u + iv_j \quad (1.65)$$

Metoda indicată mai sus se aplică problemelor

de infiltrații la care domeniul are conturul alcătuit din linii permeabile orizontale, linii impermeabile verticale și suprafața liberă. Transformând conturul în planul  $f_j$ , se obține (Cr. Mateescu, 1963): pentru zonele permeabile orizontale,  $y = \text{const.}$ ,  $\varphi_r = \text{const.}$ , deci  $v_j = \text{const.}$ ; pentru zonele impermeabile verticale,  $x = \text{const.}$ ,  $\psi_r = \text{const.}$ , deci  $u_j = \text{const.}$ ; pentru suprafața liberă:

$$\begin{cases} \varphi_r = y, \text{ deci: } & f_j = x + iy - i\varphi_r + \psi_r \\ \psi_r = \text{const.} & = x + \psi_r - i(y - y) \\ & = x + \psi_r, \text{ deci: } \end{cases}$$

$$u_j = x + \text{const.}$$

$$v_j = 0$$

În planul  $f_j$  conturul apare sub forma unui poligon cu laturile paralele cu axele, iar funcția de transformare a domeniului din planul  $z$  în planul  $f_r$  duce la:

$$f_j = z(f_r) = z - if_r$$

deci:

$$z = z(f_r) + if_r \quad (1.66)$$

Întrucât problemele de filtrație întâlnite în practica inginerescă sunt variate, în unele cazuri, prin folosirea metodei enunțate mai sus, se obțin relații destul de dificile pentru a putea fi folosite în calcul și se recurge la o serie de metode aproximative (metoda fragmentelor, metoda rețelilor, calculul rețelilor prin diferențe finite, metoda analogiilor), care sunt tratate pe larg în manualele de hidraulică.

Mai des întrebuințată în proiectare este soluționarea hidraulică a problemei scurgerii apei subterane către drenuri.

În funcționarea sistemelor de drenaj se deosebesc două faze: o fază *tranzitorie*, care durează până când curba de depresie coboară într-o poziție limită de echilibru relativ și fenomenul trece în faza a doua, devenind *staționar*.

– Prima fază a filtrației (care are loc la punerea în funcțiune a sistemului de drenaj, după o inundație sau ploaie) constituie o mișcare în regim nepermanent, din studiul căreia se poate stabili o legătură între distanța dintre drenuri  $L$ , adâncimea pe care trebuie coborâtă curba de depresie  $\Delta H$ , timpul în care se produce fenomenul  $T$ , în funcție de debitul ce trebuie evacuat și constantele hidrofizice ale terenului ( $\delta$ ,  $K$  etc.), astfel încât să se poată realiza norma de desecare în timpul admisibil  $T_a$ .

– Studiul celei de a doua faze (când fenomenul devine staționar), în care filtrația se produce în regim permanent, conduce la stabilirea ecuației curbei de depresie în funcție de care se determină o legătură între distanța dintre drenuri, săgeata curbei de depresie și implicit, în funcție de mărimea normei de desecare ce trebuie realizată, adâncimea de amplasare a drenurilor.

### 1.2.2.1. Studiul scurgerii apelor freatice spre drenuri în regim nepermanent

Scurgerea apelor freatice spre drenuri în regim nepermanent are loc în prima fază de funcționare a drenurilor. Dacă înainte de intrare în funcțiune a sistemului de drenaj sau după căderea precipitațiilor, înălțimea stratului de apă freatică se găsește la  $H_1$  deasupra drenului și dacă adâncimea necesară la care trebuie coborât nivelul acestui strat pentru a realiza norma maximă de desecare este  $H_2$ , rezultă că scăderea pânzei de apă freatică de la  $H_1$  la  $H_2$  trebuie să fie realizată în timpul  $T$ , care depinde de condițiile naturale, climatice și economice, ale unității desecabile (fig. 1.38).

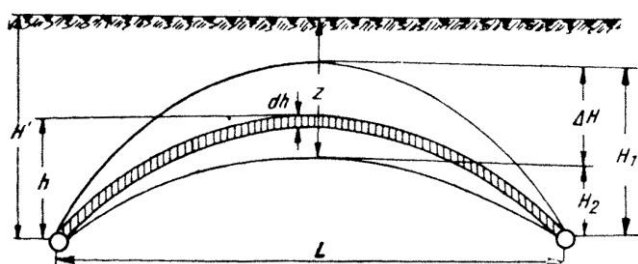


Fig. 1.38. Distanța dintre drenuri în funcție de dinamica curbei de depresie.

Pentru a analiza prima fază a funcționării drenurilor, se consideră (fig. 1.38) că la un moment  $t$ , la mijlocul distanței dintre drenuri, nivelul apei freatice este  $h$ . Într-un interval  $dt$  se produce o coborâre a nivelului curbei de depresie cu  $dh$ , sub influența scurgerii în drenuri. Volumul de apă scurs în drenuri pe unitatea de lungime va fi:

$$dV = \varphi \delta L dh \quad (1.67)$$

în care:

$\varphi$  este coeficient ce depinde de forma suprafeței de depresiune ( $\varphi \sim 1$ );

$\delta$  – coeficient de cedare a apei de către sol

$$\left( \delta = \frac{A - C}{100} \right).$$

În intervalul de timp  $dt$ , pe unitatea de lungime de dren se scurge sub presiunea  $h$  un debit  $q_h$ :

$$q_h = \frac{dV}{dt} \quad (1.68)$$

$$q_h = \varphi \delta L \cdot \frac{dh}{dt}$$

sau:

$$q_h = -\varphi \delta L \frac{dh}{dt}$$

Prin integrarea acestei ecuații se poate determina timpul de coborâre a nivelului apelor freatice de la  $H_1$  la  $H_2$ , pentru realizarea normei de desecare sau adâncimii de nesalinizare.

Sistemul de drenaj trebuie astfel proiectat

încât să asigure realizarea normei de desecare în timpul admisibil  $T$ . Dar, pe de altă parte, la proiectarea sistemului se ține seama și de debitul de apă  $q_c$  pe care trebuie să-l evacueze în permanență drenurile. Dat fiind acest debit de calcul pe unitatea de timp și pe unitatea de suprafață –  $q_c$  – rezultă:

$$q_h = 2q_c \cdot l$$

$$q_h = q_c \cdot L \quad (1.69)$$

### 1.2.2.2. Studiul scurgerii apelor freatice spre drenuri în regim permanent

Fenomenul scurgerii apelor freatice spre drenuri trecând în faza a doua – a mișcării în regim permanent – curba de depresie coboară într-o poziție limită de echilibru relativ.

Se consideră cazul unui dren ce trebuie să evacueze un debit a cărui valoare este cunoscută ( $q_c$ ) fie din determinări directe pe teren, fie din literatura de specialitate, unde este dat în funcție de condițiile hidrogeologice și climatice. Drenul își exercită acțiunea

de o parte a sa pe o distanță  $l = \frac{L}{2}$ .

Pentru o secțiune oarecare, determinată cu ajutorul coordonatei  $x$ , va trebui să existe următoarea egalitate (condiție de proiectare, fig. 1.39):

$$q_c (l - x) = k \omega \frac{dz}{dx} \quad (1.70)$$

Din aceasta se observă că în funcție de poziția drenului față de stratul impermeabil se disting trei cazuri: *dren situat pe strat impermeabil* sau în imediata apropiere a acestuia; *dren situat la distanță mare față de stratul impermeabil* (mai mare decât jumătatea distanței dintre drenuri); *dren situat într-o poziție intermediară față de stratul impermeabil*.

Întrucât pentru fiecare situație amintită mai sus curba de depresie limită va avea altă formă, vor fi analizate fiecare separat.

*Cazul 1. Dren situat pe stratul impermeabil.*

Afluența apelor freatice în dren, pentru acest caz, este redată în figura 1.40.

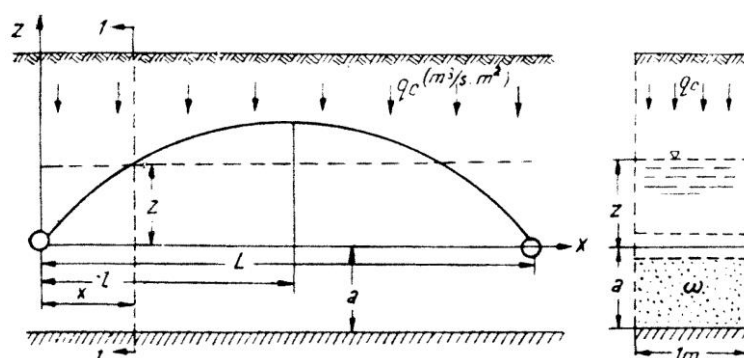


Fig. 1.39. Analiza fazei a II-a de funcționare a drenurilor.

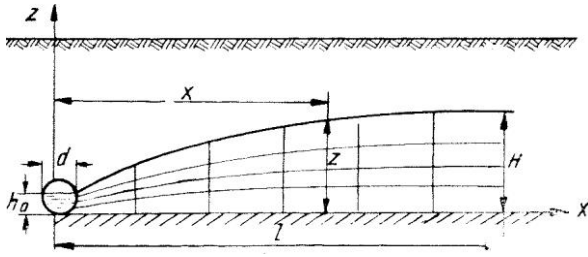


Fig. 1.40. Cazul 1.

Drenul situat pe un strat impermeabil duce la formarea unui spectru hidrodinamic cu liniile de egală presiune cvasirectilinii, astfel că suprafețele de egală presiune pot fi considerate plane. Deci, în relația (1.70),  $\omega = z \cdot l$  și se obține:

$$q_c(l-x) = kz \frac{dz}{dx}$$

sau, după separarea variabilelor:

$$q_c(l-x)dx = kzdz$$

Prin integrarea acestei ecuații se obține:

$$q_c x \left( l - \frac{x}{2} \right) - k \frac{z^2}{2} = C$$

Pentru:

$$x = \frac{d}{2}; z = h_0 \rightarrow C = q_c \cdot \frac{d}{2} l - k \frac{h_0^2}{2}$$

$$x = l; z = H \rightarrow C = q_c \frac{l^2}{2} - k \frac{H^2}{2}$$

Egalând cele două relații care dau valoarea constantei C, se obține:

$$q_c \frac{l}{2} (l-d) - \frac{k}{2} (H^2 - h_0^2) = 0 \quad (1.71)$$

În relația (1.71),  $d$  și  $h_0^2$  având valori mici față de  $l$  și  $H^2$ , se neglijează. Se obține:

$$q_c l^2 - k H^2 = 0 \quad (1.72)$$

Înlocuind în relația (1.69) valoarea debitului  $q_c$  scoasă din relația (1.72), în care  $H$  se înlocuiește cu  $h$ , se obține:

$$q_h = 2q_c l = \frac{2kh^2}{l}$$

în care:

$$l = \frac{L}{2}; \quad \frac{4kh^2}{L} = -\phi \delta L \frac{dh}{dt}$$

Separând variabilele și integrând, se obține:

$$\phi \delta L^2 \frac{1}{h} - 4kt = C$$

Pentru:

$$t = 0; h = H_1 \rightarrow C = \phi \delta L^2 \frac{1}{H_1}$$

$$t = T; h = H_2 \rightarrow C = \phi \delta L^2 \frac{1}{H_2} - 4kT$$

Prin egalarea relațiilor ce dau valoarea lui C se obține:

$$\phi \delta L^2 \frac{1}{H_1} = \phi \delta L^2 \frac{1}{H_2} - 4kT \quad (1.73)$$

în care:

$$H_1 = H + \Delta H; H_2 = H; \Delta H = z - z_0;$$

$z$  este norma maximă de desecare;

$z_0$  – adâncimea minimă a apelor freatice.

**Cazul 2.** Dren situat la distanța mare de stratul impermeabil. Și în acest caz se ține seama de relația (1.70), în care trebuie determinată suprafața  $\omega$ . Stratul impermeabil aflându-se la adâncime mare față de dren, se formează un spectru hidrodinamic, în care liniile de egală presiune pot fi considerate arce de cerc (fig. 1.41).

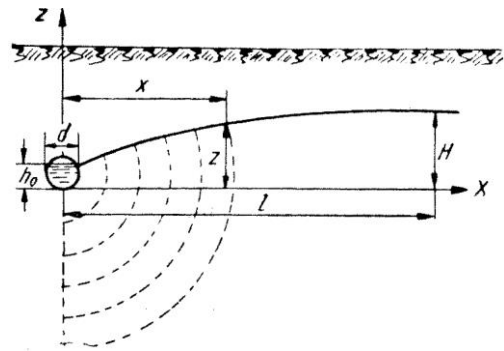


Fig. 1.41. Cazul 2.

Deci:  $\omega = \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) x$ , în care  $\alpha$  reprezintă unghiul dintre curba de depresie și orizontală (în radiani).

Înlocuind în relația (1.70) valoarea suprafeței  $\omega$ , se obține:

$$q_c \frac{l-x}{x} dx = k \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) dz \quad (1.74)$$

Prin integrare se obține:

$$q_c (l \ln x - x) - k \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) z = C$$

Pentru:

$$x = \frac{d}{2}; z = h_0 \rightarrow C = q_c \left( l \ln \frac{d}{2} - \frac{d}{2} \right) - k \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) h_0$$

$$x = l; z = H \rightarrow C = q_c (l \ln l - l) - k \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) H$$

Prin egalarea valorilor pentru constanta de integrare C, se va ajunge la relația:

$$q_c \left( l \ln \frac{2l}{d} - l + \frac{d}{2} \right) - k \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) (H - h_0) = 0$$

Se neglijează  $\frac{d}{2}$  din primul termen:

$$q_c l \left( \ln \frac{2l}{d} - 1 \right) - k \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) (H - h_0) = 0 \quad (1.75)$$

Unghiul  $\alpha$  având valori mici, poate fi egalat, cu suficientă aproximație, cu tangenta sa:

$$\alpha \approx \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l}$$

În relația (1.69) se înlocuiește valoarea  $q_c$  reieșită din relația (1.75), pentru  $H$  înlocuit cu  $h$ .

$$qh = 2q_c l = \frac{2k \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) (h - h_0)}{\ln \frac{L}{d} - 1}$$

$$\frac{2k \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) (h - h_0)}{\ln \frac{L}{d} - 1} = \varphi \delta L \frac{dh}{dt}$$

$$-\varphi \delta L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) \frac{dh}{h - h_0} = 2k \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) dt$$

Prin integrare se obține:

$$\varphi \delta L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) \ln(h - h_0) + 2k \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) t = C$$

Pentru

$$t = 0; h = H_1 \rightarrow$$

$$C = \varphi \delta L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) \ln(H_1 - h_0)$$

$$t = T; h = H_2 \rightarrow$$

$$C = \varphi \delta L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) \ln(H_2 - h_0) + 2k \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) T$$

Prin egalarea valorilor lui  $C$  se obține:

$$\varphi \delta L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) \ln \frac{H_1 - h_0}{H_2 - h_0} = 2k \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) T \quad (1.76)$$

Semnificația termenilor este ca și în cazul 1.

**Cazul 3. Dren situat într-o poziție intermediară față de stratul impermeabil.** Cazul acesta prezintă desulă asemănare cu cazul 2, liniile de egală presiune fiind tot niște arce de cerc (fig. 1.42).

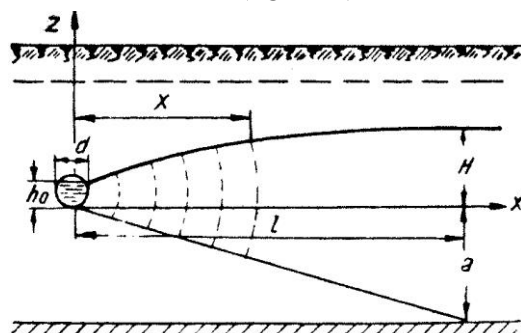


Fig. 1.42. Cazul 3.

Se pleacă de la aceeași relație (1.70) în care suprafața  $\omega$  se poate exprima astfel:

$$\omega = (\beta + \gamma)x$$

în care  $\beta$  și  $\gamma$  reprezintă unghiurile dintre curba de depresie și orizontală ( $\beta$ ) respectiv dintre orizontală și dreapta ce unește drenul cu punctul de intersecție al piciorului săgeții la stratul impermeabil ( $\gamma$ ).

$$q_c \frac{l-x}{x} dx = k(\beta + \gamma) dz \quad (1.77)$$

$$q_c (l \ln x - x) - k(\beta + \gamma)z = C$$

Pentru:

$$x = \frac{d}{2}; z = h_0 \rightarrow$$

$$C = q_c \left( l \ln \frac{d}{2} - \frac{d}{2} \right) - k(\beta + \gamma)h_0$$

$$x = l; z = H \rightarrow$$

$$C = q_c (l \ln l - l) - k(\beta + \gamma)H$$

Se egalează cele două relații pentru  $C$  și negli-

jându-se  $\frac{d}{2}$  se obține:

$$q_c l \left( \ln \frac{2l}{d} - 1 \right) - k(\beta + \gamma)(H - h_0) = 0 \quad (1.78)$$

Pentru valori mici ale unghiurilor  $\beta$  și  $\gamma$  ele pot fi egalate cu valoarea tangentelor lor:

$$\beta \approx \operatorname{tg} \beta = \frac{H}{l}$$

$$\gamma \approx \operatorname{tg} \gamma = \frac{a}{l}$$

Înlocuind în relația (1.69) valoarea lui  $q_c$  reieșită din relația (1.78), în care  $H$  se substituie prin  $h$ , se obține:

$$q_h = 2q_c l = \frac{2k(\beta + \gamma)(h - h_0)}{\ln \frac{L}{d} - 1}$$

$$\frac{2k(\beta + \gamma)(h - h_0)}{\ln \frac{L}{d} - 1} = -\varphi \delta L \frac{dh}{dt}$$

Prin separarea variabilelor și apoi prin integrare, în mod analog cazului 2, se obține:

$$\varphi \delta L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) \ln \frac{H_1 - h_0}{H_2 - h_0} = 2k(\beta + \gamma)T \quad (1.79)$$

Semnificația termenilor este aceeași ca și în celelalte două cazuri.

Dacă drenul este așezat la o distanță  $a$  foarte mică față de stratul impermeabil, cu destulă aproximație suprafețele de egală presiune pot fi considerate plane. Acest caz prezintă o oarecare asemănare cu cazul 1.

Deci:

$$\omega = (z + a) \cdot l$$

$$q_c (l - x) = k(z + a) \frac{dz}{dx} \quad (1.80)$$

Prin separarea variabilelor și prin integrare se obține:

$$q_c x \left( l - \frac{x}{2} \right) - kz \left( a + \frac{z}{2} \right) = C$$

Pentru:

$$x = \frac{d}{2}; z = h_0 \rightarrow$$

$$C = q_c \frac{d}{2} l - kh_0 \left( a + \frac{h}{2} \right)$$

$$x = l; z = H \rightarrow$$

$$C = q_c \frac{l^2}{2} - kH \left( a + \frac{H}{2} \right)$$

Egalând relațiile pentru constanta  $C$ , rezultă:

$$q_c l \left( \frac{l}{2} - \frac{d}{2} \right) - k \left[ H \left( a + \frac{H}{2} \right) - h_0 \left( a + \frac{h_0}{2} \right) \right] = 0$$

Se neglijează  $\frac{d}{2}$ :

$$q_c \frac{l^2}{2} - k \left( Ha + \frac{H^2}{2} - h_0 a - \frac{h_0^2}{2} \right) = 0 \quad (1.81)$$

Se procedează, ca și în celelalte cazuri, la substituirea valorii lui  $q_c$  cu cea rezultată din relația (1.81):

$$q_h = 2q_c l = \frac{2k(H - h_0)(H + h_0 + 2a)}{l}$$

$$\frac{4k(H - h_0)(H + h_0 + 2a)}{L} = -\varphi \delta L \frac{dh}{dt}$$

Prin separarea variabilelor și prin integrare, rezultă:

$$\varphi \delta L^2 \frac{1}{\sqrt{4(2ah_0 + h_0^2) + 4a^2}} \cdot \ln \frac{2ah + 2a - 2\sqrt{a^2 + 2ah_0 + h_0^2}}{2ah + 2a + 2\sqrt{a^2 + 2ah_0 + h_0^2}} + 4kt = C$$

$$\varphi \delta L^2 \frac{1}{2(a + h_0)} \ln \frac{ah - h_0}{ah + 2a + h_0} + 4kt = C$$

Pentru

$$t = 0; h = H_1 \rightarrow$$

$$C = \varphi \delta L^2 \frac{1}{2(a + h_0)} \ln \frac{aH_1 - h_0}{aH_1 + 2a + h_0}$$

$$t = T; h = H_2 \rightarrow$$

$$C = \varphi \delta L^2 \frac{1}{2(a + h_0)} \ln \frac{aH_2 - h_0}{aH_2 + 2a + h_0} + 4kT$$

Prin egalarea valorilor constantei  $C$ , se obține:

$$\varphi \delta L^2 \frac{1}{2(a + h_0)} \ln \frac{(aH_1 - h_0)(aH_2 + 2a + h_0)}{(aH_2 - h_0)(aH_1 + 2a + h_0)} = 4kT \quad (1.82)$$

### 1.2.3. PROIECTAREA REȚELEI DE DRENAJ

Din analiza modului de funcționare a drenurilor în cele două regimuri de scurgere a apelor freatice (spre drenuri) au rezultat pentru fiecare caz în parte câte două relații, de forma:

$$L = f_1(q_c, H)$$

$$L = f_2(T, H)$$

Cu ajutorul acestor relații se poate trece la rezolvarea problemei fundamentale a proiectării rețelor de regularizare a scurgerii prin determinarea *adâncimii* de îngropare a drenurilor și a *distanței* dintre acestea, astfel încât să se realizeze cele două condiții de bază: sistemul să poată colecta și evacua debitul de calcul  $q_c$ , asigurând totodată realizarea normei de desecare  $z$  sau de nesalinizare, în timpul admisibil  $T$ .

#### 1.2.3.1. Generalități asupra amplasării rețelei de drenaj

La amplasarea rețelei de drenaj trebuie avută în vedere îndeplinirea cerințelor tehnice, adică scurgerea rapidă a apei, fără cauzarea de remuuri, precum și a celor de ordin economic, adică minimum de cheltuieli de investiții și exploatare.

Drenurile absorbante ale unui sistem de drenaj pot fi amplasate în sensul liniei de cea mai mare pantă (când  $i_t < 4\text{‰}$ ) (fig. 1.43), în care caz este vorba de un drenaj longitudinal.

În cazul când aceste drenuri sunt amplasate oblic față de linia de cea mai mare pantă (pentru  $i_t = 4\text{‰}$ – $10\text{‰}$ ) – aproape în direcția curbelor de nivel – este vorba de un drenaj transversal (fig. 1.44).

În cazuri speciale (de exemplu când panta colectorului ar fi prea mare și ar conduce la  $V_s > 1 \text{ m/s}$ ), se folosește și *drenajul în zigzag* (fig. 1.45).

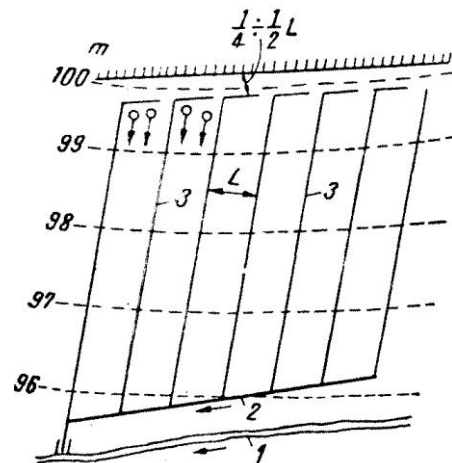
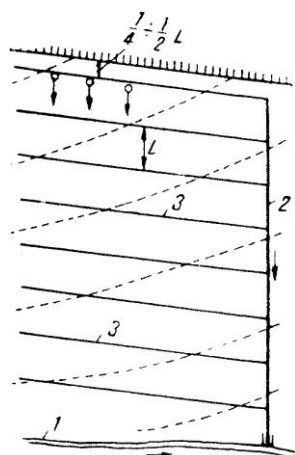
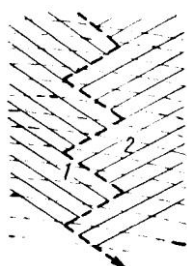


Fig. 1.43. Drenaj longitudinal: 1 – recipient; 2 – dren colector; 3 – dren absorbant; L – distanța dintre drenuri.



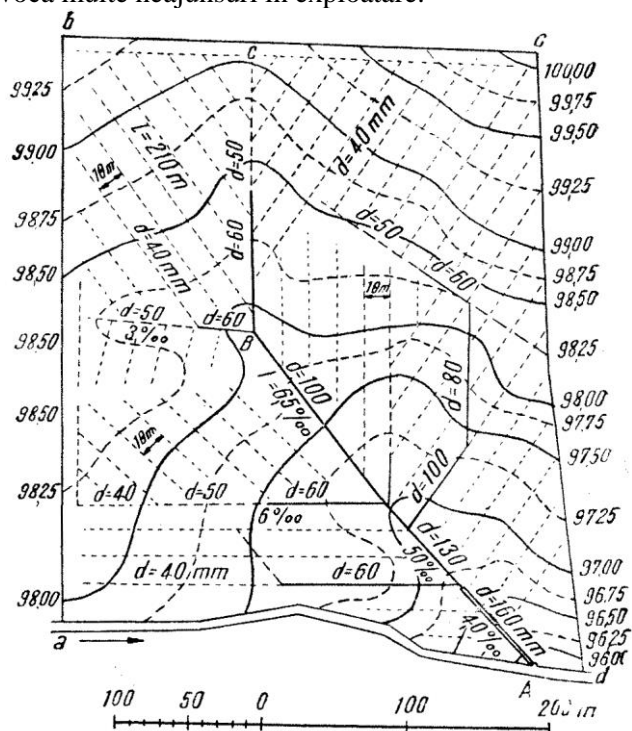
**Fig. 1.44.** Drenaj transversal: 1 – recipient; 2 – dren colector; 3 – dren absorbant; L – distanța dintre drenuri.

**Fig. 1.45.** Drenaj în zig-zag: 1 – dren colector; 2 – dren absorbant



În cazul drenurilor cârțiță este indicat ca amplasarea acestora să fie făcută în sensul pantei suprafeței sau oblic, deoarece costul execuției este mai mic și funcționarea mai sigură.

Adaptarea schemelor de drenaj la condițiile naturale ale terenului – în special din punctul de vedere al reliefului (fig. 1.46) – asigură corecta funcționare a drenajului; dimpotrivă, sistematizarea forțată va provoca multe neajunsuri în exploatare.

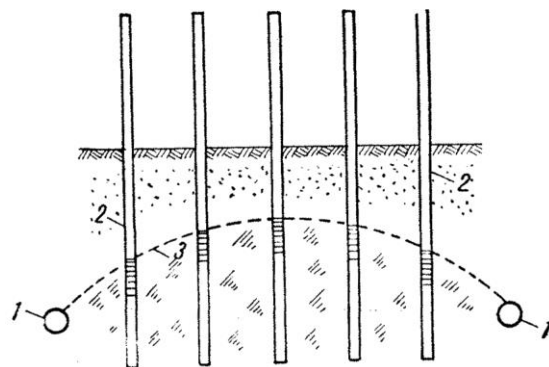


**Fig. 1.46.** Trasarea sistemului de drenaj în funcție de relieful terenului

### 1.2.3.2. Generalități asupra adâncimii drenurilor și a distanței dintre ele

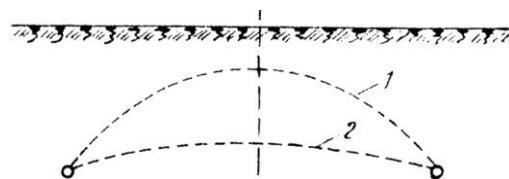
La stabilirea adâncimii trebuie avută în vedere norma de desecare, precum și adâncimea critică în cazul salinizării.

Influența drenajului asupra stratului freatic de apă a fost arătată de experiențele clasice făcute în 1858 de inginerul Delacroix (Boulogne, fig. 1.47).



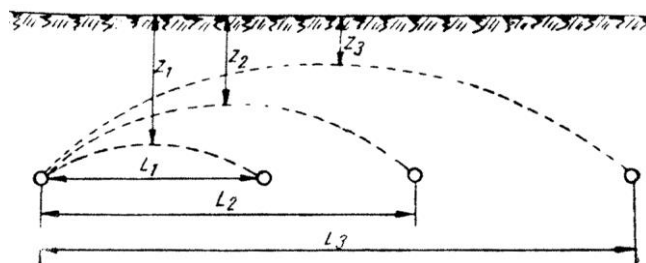
**Fig. 1.47.** Efectul drenurilor asupra nivelului freatic: 1 – dren; 2 – tuburi – sonde; 3 – curba de depresiune.

Rezultatele experiențelor lui Delacroix au dovedit că: cu cât un teren este mai impermeabil, cu atât curba de depresiune este mai convexă (fig. 1.48).



**Fig. 1.48.** Curbe de depresiune: 1 – pentru teren cu permeabilitate redusă; 2 – pentru teren cu permeabilitate mare.

Dacă în același teren – și pentru  $t$  constant – variază distanța dintre drenuri, așezându-le din ce în ce mai depărtate, alura curbei de depresiune rămâne asemănătoare, variind însă grosimea stratului desecabil  $z$  (fig. 1.49).



**Fig. 1.49.** Variația înălțimii stratului desecabil ( $z$ ) cu distanța dintre drenuri.

Deoarece norma de desecare  $z$  se măsoară la mijlocul distanței dintre drenuri, rezultă că adâncimea  $t$  la care va trebui amplasat drenul, în raport cu norma de desecare cerută  $z$  (fig. 1.50), se va afla cu relația:

$$t = z + H + a + h_{\text{tasare}} = \frac{z + 0,5L \operatorname{tg} \alpha + a}{1 - \beta} \quad (1.83)$$

în care:

$H$  este înălțimea punctului celui mai înalt  $A$  al curbei de desecare, măsurat față de  $B$  (săgeata curbei de depresiune);

$$H = \frac{L}{2} \operatorname{tg} \alpha \quad (\text{valoarea } \operatorname{tg} \alpha \text{ variază de la } 0,005$$

pentru soluri nisipoase, până la 0,12 pentru argile grele);

$a$  – înălțimea de presiune minimă, egală cu 3-4 cm pentru soluri ușoare și 10-12 cm pentru soluri grele;

$h_{\text{tasare}}$  – adâncimea de tasare a solului după desecare;  $h_{\text{tasare}} = \beta H$  (valoarea  $\beta$  variază de la 0,05 pentru soluri nisipoase, până la 0,25 pentru turbă de șes).

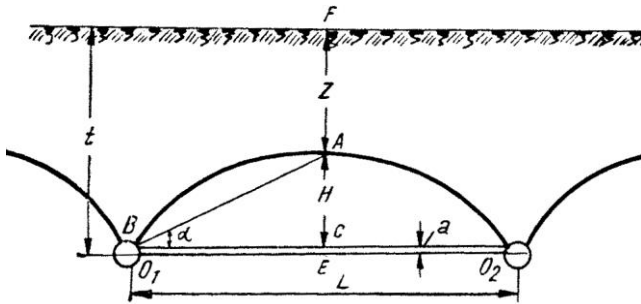


Fig. 1.50. Adâncimea de amplasare a drenului în raport cu norma de desecare.

Curba de desecare oscilează între limitele  $O_1AO_2$  și  $O_1CO_2$  la care poate ajunge în mod excepțional când precipitațiile lipsesc total și evaporația este maximă.

Pentru un anumit teren, obținerea normei de desecare  $z$  se realizează stabilind un anumit raport între adâncimea drenurilor  $t$  și distanța dintre ele  $L$ .

Norma de desecare  $z$  se poate obține fie acționând asupra adâncimii, fie asupra distanței (fig. 1.51).

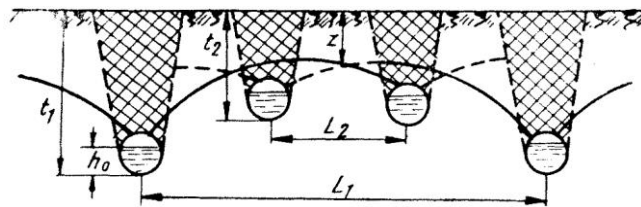


Fig. 1.51. Raportul dintre norma de desecare ( $z$ ), adâncimea de amplasare ( $t$ ) și distanța dintre drenuri ( $L$ ).

La stabilirea definitivă a adâncimii  $t$  și a distanței  $L$  mai trebuie avut în vedere:

- viteza de coborâre a nivelului apei freatice;
- asigurarea împotriva deteriorării prin îngheț ( $t_{\text{minim}} = 0,90-1,35$  m) a tuburilor de drenaj;
- economia de materiale și lucrări terasiere și alte cerințe.

### 1.2.3.3. Proiectarea distanței $L$ dintre liniile de drenuri și săgeata curbei de depresiune $H$

Pornind de la ipoteza că în tot timpul perioadei de vegetație apa freatică trebuie să se găsească sub norma de desecare  $z$  și că orice supraînălțare, provocată de precipitații sau de alte cauze, peste această limită, trebuie coborâtă într-un timp scurt admisibil  $T$  (după Kosteakov,  $T = 7-20$  zile, iar viteza medie de coborâre  $V_i = 10-20$  cm/24 h), problema distanței dintre drenuri se examinează pentru cele trei cazuri analizate.

În mod practic, cunoscându-se următoarele: norma de desecare  $z$ , respectiv adâncimea critică de nesalinizare, valoarea debitului de calcul  $q_c$ , nivelul hidrostatic, coeficientul cedării apei de către sol și timpul de coborâre al apelor freatice  $T$  cu o mărime  $\Delta H$ , distanța dintre liniile de drenuri  $L$  și săgeata curbei de depresiune  $H$  – implicit adâncimea de amplasare a drenurilor  $t$  – se vor determina pentru cele 3 cazuri (de amplasare a drenurilor față de stratul impermeabil), ca soluții ale celor două categorii de relații:

$$L = f_1(q_c, H)$$

$$L = f_2(T, H)$$

Cazul 1. Relațiile 1.72 și 1.73 alcătuiesc un sistem de două ecuații în care necunoscutele sunt  $L$  și  $H$ .

$$\begin{cases} L = 2H \sqrt{\frac{k}{q_c}} & H_1 = H + \Delta H; \\ L = \sqrt{\frac{4kT}{\phi \delta} \cdot \frac{H_1 H_2}{H_1 - H_2}} & H_2 = H; \\ & \Delta H = z - z_0 \end{cases}$$

Rezolvând sistemul de mai sus, se obține:

$$L = \frac{2T \sqrt{k \cdot q_c}}{\phi \cdot \delta - \frac{T \cdot q_c}{\Delta H}} \quad (1.84)$$

$$H = \frac{T \cdot q_c}{\phi \cdot \delta - \frac{T \cdot q_c}{\Delta H}} \quad (1.85)$$

Pentru ca  $L$  și  $H$  să rezulte în metri, termenii care intră în relațiile (1.84) și (1.85) se vor exprima prin următoarele unități de măsură:  $T$  – în secunde;  $k$  – în m/s;  $q_c$  – în  $\text{m}^3/\text{s}$  și  $\text{m}^2$ ;  $\Delta H$  – în m.

Cazul 2. Relațiile (1.75) și (1.76) alcătuiesc sistemul din care se determină  $H$  și  $L$ .

$$\begin{cases} L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) = \frac{2k \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) (H - h_0)}{q_c} \\ L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) = \frac{2kT \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right)}{\phi \delta \ln \frac{H_1 - h_0}{H_2 - h_0}} \end{cases}$$

Prin rezolvarea acestui sistem se determină două relații, în care însă  $H$  și  $L$  sunt sub forma implicită și deci determinarea lor se va face prin încercări.

$$H = \frac{q_c}{\varphi \cdot \delta} \frac{T}{\ln \left( 1 + \frac{\Delta H}{H - h_0} \right)} + h_0 \quad (1.86)$$

$$L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) = \frac{2k}{\varphi \delta} \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) \frac{T}{\ln \left( 1 + \frac{\Delta H}{H - h_0} \right)} \quad (1.87)$$

*Cazul 3.* După cum s-a mai arătat, în acest caz apar două situații.

– În prima situație, sistemul ce trebuie rezolvat pentru determinarea  $H$  și  $L$  este dat de ecuațiile 1.78 și 1.79.

$$L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) = \frac{2k}{q_c} (\beta + \gamma) (H - h_0)$$

$$L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) = \frac{2k}{\varphi \delta} \frac{T(\beta + \gamma)}{\ln \left( \frac{H_1 - h_0}{H_2 - h_0} \right)}$$

Și în acest caz, pentru determinarea  $H$  și  $L$  trebuie să se recurgă la încercări, deoarece  $H$  și  $L$  nu pot fi puse sub o formă explicită.

$$H = \frac{q_c}{\varphi \delta} \frac{T}{\ln \left( 1 + \frac{\Delta H}{H - h_0} \right)} + h_0 \quad (1.88)$$

$$L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) = \frac{2k}{\varphi \delta} (\beta + \gamma) \frac{T}{\ln \left( 1 + \frac{\Delta H}{H - h_0} \right)} \quad (1.89)$$

– În situația în care drenul se găsește la distanță mică față de stratul impermeabil, sistemul pentru determinarea  $H$  și  $L$  este dat de ecuațiile 1.81 și 1.82.

$$\begin{cases} L = 2 \sqrt{\frac{2k}{q_c} (H - h_0) \left( a + \frac{H + h_0}{2} \right)} \\ L = \sqrt{\frac{8kT(a + h_0)}{\varphi \delta \ln \frac{(aH_1 - h_0)(aH_2 + 2a + h_0)}{(aH_2 - h_0)(aH_1 + 2a + h_0)}}} \end{cases}$$

$H$  se determină prin încercări, dat fiind faptul că se găsește sub o formă implicită. Determinarea lui  $L$  se face prin una din ecuațiile sistemului.

$$H(H + 2a) = \frac{q_c(a + h_0)}{\varphi \delta} \cdot \frac{2T}{\ln \frac{(aH + a\Delta H - h_0)(aH + 2a + h_0)}{(aH - h_0)(aH + a\Delta H + 2a + h_0)}} + 2ah_0 + h_0^2$$

$h_0^2$  se neglijează, având o valoare foarte mică.

$$L = 2 \sqrt{\frac{2k}{q_c} (H - h_0) \left( a + \frac{H + h_0}{2} \right)} \quad (1.90)$$

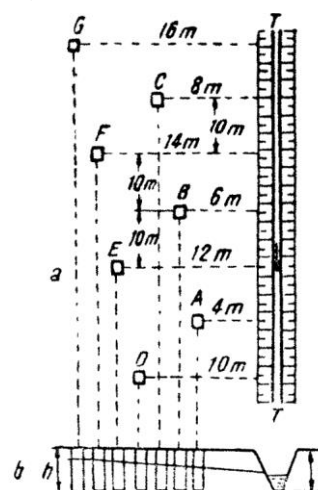
#### 1.2.3.4. Alte metode pentru stabilirea distanței dintre drenuri<sup>1</sup>

Din analiza făcută la 1.2.3.3. rămâne valabilă concluzia că distanța dintre drenuri variază direct proporțional cu adâncimea lor de amplasare  $t$  și invers proporțional cu norma de desecare  $z$  sau cu adâncimea critică de nesalinizare.

Saint-Venant a demonstrat că distanța  $L$  dintre două linii de drenuri paralele și vecine este în funcție de: adâncimea lor  $t$ , de panta suprafeței terenului  $\tan \alpha$ , de panta drenului  $\tan \gamma$ , de panta apelor freatice de evacuat  $\tan \beta$ , de sarcina inițială  $h_1$  și de norma de desecare  $z$ :

$$L = 2(t - z - h_1) \frac{\sqrt{\tan^2 \beta - \tan^2 \gamma}}{\tan^2 \beta - \tan^2 \alpha} \quad (1.91)$$

În cazul unor amenajări importante se impun studii pe teren, ca de exemplu amplasarea unor puțuri de control de-a lungul unui canal de desecare (fig. 1.52 Hervé-Mangon)<sup>2</sup>.



**Fig. 1.52.** Amplasarea profilelor (forajelor) pentru determinarea experimentală a distanței dintre drenuri: a – plan; b – secțiune.

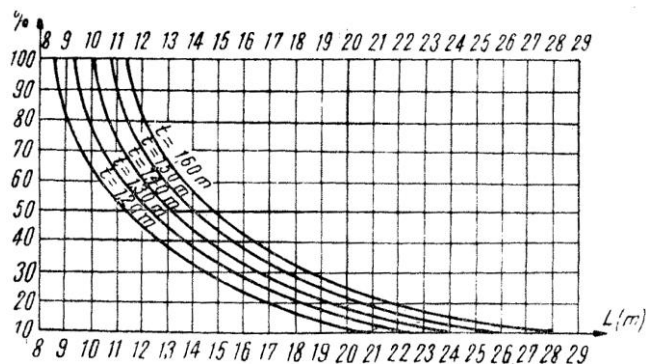
Distanța dintre drenuri va fi egală cu dublul distanței dintre canal și ultimul puț influențat de acesta.

În cazul însă că timpul nu permite efectuarea unor astfel de cercetări, sau că este vorba numai de întocmirea unui studiu orientativ, pot fi folosite pe lângă metodele teoretice și datele stabilite de stațiunile experimentale în anumite condiții (tabelul 1.4) și fig. 1.53).

<sup>1</sup> Datele sunt orientative numai pentru drenajul cu rol de desecare, care trebuie să realizeze o anumită normă de desecare.

<sup>2</sup> I.P.I.F. și I.C.I.F.P. au întreprins ample studii privind dinamica nivelului freatic în unitățile „Brăila – Dunăre – Siret”, „Luciu – Giurgeni”, „Popricani – Iași” ș.a.





**Fig. 1.53.** Distanța dintre liniile de drenuri absorbante ( $L$ ), la diferite adâncimi ( $t$ ) și la diferite procente de părți decantabile.

Pentru terenuri cu o pantă inferioară celei de 3‰ – pe care se aplică deci drenajul longitudinal – distanța dintre drenuri se poate lua orientativ, ca în tabelul 1.4. (după Faure).

**Tabelul 1.4.** Distanța dintre liniile de drenuri pentru terenuri cu pantă sub 3‰

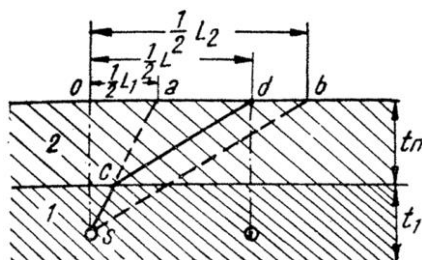
Natura terenului (stabilită prin sondaje: 1 la 5 ha)	Distanța dintre drenuri (în m)
Terenuri argiloase foarte compacte	12
Terenuri argiloase compacte	12-14
Terenuri argilo-lutoase	14-16
Terenuri argilo-nisipoase	16-20
Terenuri nisipoase cu puțină argilă	20-24
Terenuri nisipoase	25-30

Pentru terenuri cu o pantă superioară aceleia de 3‰, pentru care este deci indicat drenajul transversal, distanțele de mai sus se măresc cu 20%.

Determinarea distanței dintre drenuri, pe baza analizei de sedimentare a particulelor fine, se face cu ajutorul unor tabele practice sau servindu-ne de graficul dat în figura 1.53 (după O. Fauser).

Problema stabilirii distanței dintre drenuri se complică în cazul când există în solul drenabil două sau mai multe stratificații de granulație diferită (de exemplu – un strat cu 80% și altul cu 30% părți decantabile).

Într-un asemenea caz, distanța  $L$  dintre liniile de drenuri se stabilește grafic (după J. Blauth), ca în figura 1.54.

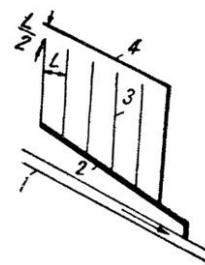


**Fig. 1.54.** Distanța dintre drenuri ( $L$ ) într-un teren cu două straturi diferite din punctul de vedere al texturii.

### 1.2.3.5. Condiții – indicații – de trasare a drenurilor

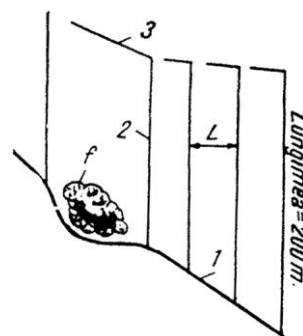
Începuturile liniilor de drenaj se așază la o distanță de marginea terenului desecabil, egală cu jumătatea distanței dintre două drenuri succesive (v. fig. 1.43 și 1.44).

În cazurile când este o mare afluență de apă freatică dinspre terenul vecin se construiește un dren de centură (fig. 1.55). Acest dren se așază la o adâncime mai mare decât șirurile de drenuri obișnuite.



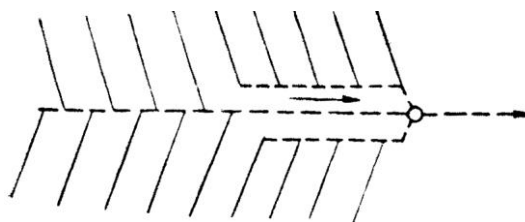
**Fig. 1.55.** Dren de centură – colector al apelor scurse din terenurile vecine: 1 – recipient; 2 – dren colector; 3 – dren absorbant; 4 – dren de centură.

Pentru evitarea remuului în sistemele de drenaj, racordarea drenurilor absorbante cu colectoarele se face sub un unghi obtuz (de obicei 120°), în direcția scurgerii, evitându-se descărcările față în față. De câte ori se întâlnește un obstacol greu de înlăturat, pe traseul drenului, acesta se ocolește (fig. 1.56).



**Fig. 1.56.** Drenul colector ocolește obstacolul: 1 – dren colector; 2 – dren absorbant din tuburi de argilă; 3 – dren de centură.

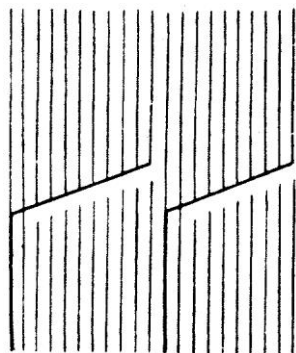
Când s-a ajuns ca un colector să aibă diametrul de circa 25 cm, el este dus înainte, spre gura de evacuare, fără a i se mai adăuga alți afluenți de drenuri absorbante (fig. 1.57).



**Fig. 1.57.** Drenuri colectoare paralele.

**Lungimea drenurilor.** Un dren absorbant de lungimea  $L$  desecă o suprafață  $S = L \cdot D$ .

Dacă terenul se prezintă astfel încât cere șiruri de drenuri absorbante cu lungimi mai mari de 150-200 m și implică schimbarea secțiunii, aceste șiruri pot fi întrerupte în punctul în care ajung la limita de 150 m, prin câte un colector intermediar (fig. 1.58).



**Fig. 1.58.** Întreruperea liniilor de drenuri absorbante prin câte un colector intermediar.

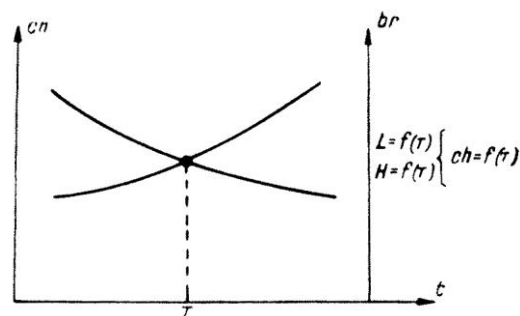
**Concluzii economice și indicații asupra drenajului, pentru combaterea salinizării.** În afară de elementele tehnice analizate, pentru a se asigura o amenajare economică a sistemului de drenaj, distanța dintre liniile de drenuri și adâncimea de îngropare a acestora se vor verifica și în baza unui calcul al eficienței economice.

Se observă că distanța dintre liniile de drenuri crește, cu cât timpul necesar coborârii nivelului apei freatice este mai mare. În acest caz va fi necesar un număr mai mic de drenuri absorbante, însă, pe de o parte, trebuind să fie amplasate la o adâncime mai mare, crește volumul de terasamente, iar, pe de altă parte, timpul de stagnare a apei pe profilul solului fiind mai mare, pierderile de recoltă sunt mai mari.

În cazul când timpul admisibil se ia mai mic, pierderile de recoltă vor fi mai mici, adâncimea de îngropare a drenurilor va fi mai mică, însă întrucât distanța dintre liniile de drenuri este mai mică, rezultă că pentru realizarea scopului propus va fi necesar un număr mai mare de linii de drenuri absorbante.

Având în vedere cele enunțate mai sus, în funcție de mărimea timpului admisibil  $T$  de coborâre a nivelului freatic, se pot trasa două curbe: curba cheltuielilor făcute pentru amenajarea sistemului de drenaj și curba beneficiilor realizate, la intersecția lor determinându-se valoarea *timpului admisibil economic* (fig. 1.59).

În cazul combaterii salinizării, rolul drenajului este indispensabil pentru a asigura o ameliorare ireversibilă; îmbinarea măsurilor de spălare cu drenajul artificial constituie soluția tehnică radicală. În această situație drenajul trebuie să asigure: coborârea nivelului freatic, evacuarea apelor de spălare din profilul solului, precum și colectarea și evacuarea apelor de infiltrație.



**Fig. 1.59.** Schema aflării timpului admisibil economic.

Și la drenajul orizontal ca și cel vertical se disting cele două faze de exploatare: *faza I*, tranzitorie de ameliorare, și *faza a II-a*, de exploatare stabilă.

Elementele de proiectare ale drenajului orizontal pentru desalinizare sunt comune drenajului obișnuit, cu excepția adâncimii de amplasare și a debitului de calcul, care sunt mai mari.

În literatura de specialitate se dau diferite indicații asupra adâncimii la care trebuie menținută apa freatică în luncile îndiguite: Kovda – 1957 – recomandă  $z = 1,7-2,0$  m, Vasudev – 1957 – propune  $z = 1,8$  m. În această situație se impune amplasarea drenurilor (sau a canalelor cu același rol) la adâncimi de  $t = 2,1-2,4$  m în soluri permeabile și  $t = 2,5-3,5$  m în soluri cu textură fină.

În proiectarea adâncimii drenurilor trebuie evitată întreruperea legăturii între stratul activ (radicular) și nivelul apelor freatice; în faza a II-a de exploatare se recomandă chiar alimentarea (irigarea) subterană (Kovda, 1960).

### 1.2.3.6. Dimensionarea tuburilor de drenaj

Dimensionarea elementelor rețelei de drenaj comportă stabilirea următoarelor date: adâncimea de amplasare a drenurilor; distanța dintre liniile de drenuri; panta drenurilor; diametrul drenurilor; viteza apei în drenuri.

Despre adâncimea, distanța și panta drenurilor s-a vorbit anterior. Despre alegerea diametrului sau a laturii, în cazul drenurilor cu secțiune pătrată (drenuri din lemn), precum și despre viteza de scurgere a apei în ele se va trata în cele ce urmează.

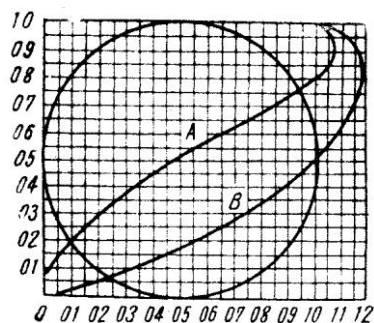
Pentru calcularea diametrului, tuburile de drenaj se consideră, ca și cele de canalizare, ca tuburi fără presiune, dar se pune și ipoteza umplerii lor complete, cum se întâmplă cu cele din aval.

La secțiunile închise (cazul tuburilor de drenaj), viteza medie maximă de scurgere și debitul maxim au loc nu pentru secțiunea umplută complet, ci numai parțial, valorii maxime a vitezei corespunzându-i o anumită înălțime de umplere, iar debitului maxim o altă înălțime.

În diagrama din figura 1.60 sunt reprezentate pe ordonată valorile așa-numitului *grad de umplere* ( $a = \frac{h}{d}$ , în care  $h$  este înălțimea de umplere,  $d$  – diametrul conductei).

Pe abscisă sunt reprezentate valorile debitelor relative ( $A = \frac{Q}{Q_0}$ ) și vitezele relative ( $B = \frac{V}{V_0}$ ).

În această diagramă viteza de scurgere și debitul sunt luate egale cu unitatea pentru umplerea totală.



**Fig. 1.60.** Diagrama variației debitului și a vitezei, în funcție de adâncimea de umplere a secțiunii circulare.

Pentru secțiuni circulare, valorile maxime ale vitezei de scurgere și ale debitului au loc pentru următoarele înălțimi de umplere  $h$ :  $V_{\max}$  pentru  $h \approx 0,81 d$ ;  $Q_{\max}$  pentru  $h \approx 0,95 d$ .

Problemele de rezolvat în calculul hidraulic al conductelor circulare cu scurgere liberă sunt: determinarea debitului pentru un diametru și o pantă dată; determinarea pantei pentru un diametru și un debit dat; sau determinarea diametrului pentru un debit și o pantă dată. În cazul proiectării drenajului, ultima din cele trei probleme este aceea care trebuie rezolvată cel mai frecvent.

După cum s-a văzut, tuburile de drenaj confecționate din ceramică au, în mod obișnuit, o lungime de 33 cm, diametrul lor variind între 4 și 25 cm (fig. 1.61).



**Fig. 1.61.** Tuburi de drenaj din ceramică.

Proiectarea trebuie să asigure creșterea vitezei apei din amonte în aval, atât în drenurile

absorbante cât și în colectoarele închise, pentru a evita înfundarea lor (0,3-1,5 m/s).

În general, după cum s-a mai văzut, panta șirurilor de drenuri variază între 4 și 30‰, în funcție de relieful terenului și natura drenajului.

Pentru secțiunea circulară, în cazul unei umpleri complete, elementele hidraulice ale secțiunii transversale a colectorului închis vor fi:

$$\omega = \frac{\pi d^2}{4}; \quad P = \pi d;$$

$$Q = \omega C \sqrt{RI} = \omega \frac{C}{2} \sqrt{d \cdot I} = \omega C_0 \sqrt{d \cdot I} = K \sqrt{I};$$

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^y$$

în care:

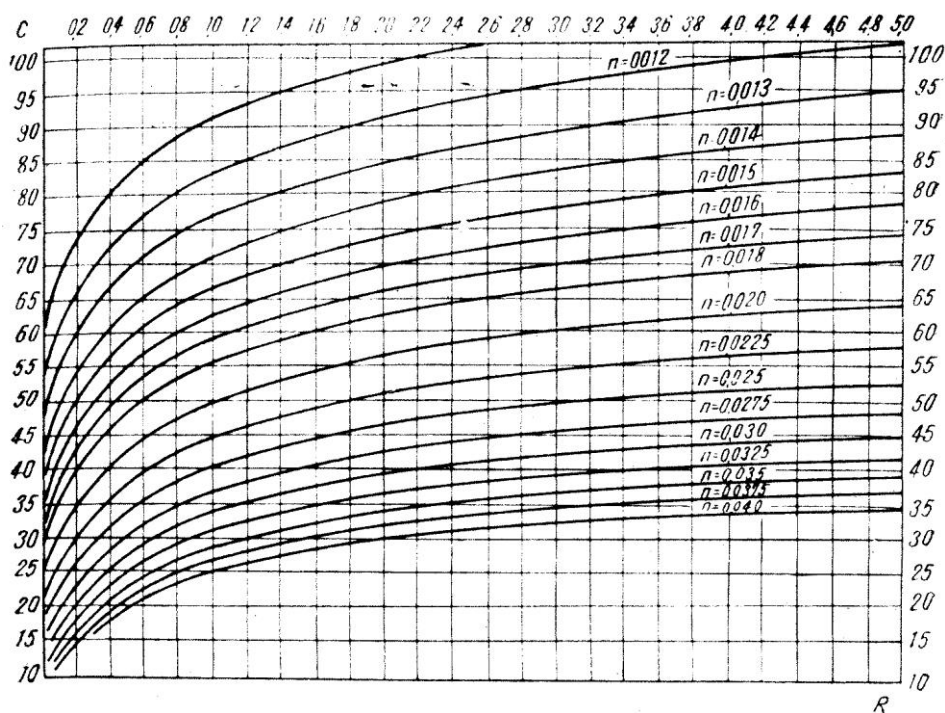
$n$  este coeficientul de rugozitate, care se ia din tabele sau din grafic (exemplu – Pavlovski, fig. 1.62).

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,10)$$

Pentru tuburile de ceramică bine arse,  $n = 0,010-0,016$ ; la drenurile tip galerie de cârțiță,  $n = 0,018-0,020$ .

Pentru diferitele diametre ale tuburilor de ceramică, coeficientul  $C_0 = 0,5 C$  variază de la 13-22, crescând odată cu diametrul. Pentru drenurile cârțiță,  $C_0 = 18-25$ .

Valoarea admisibilă a pantei drenurilor, corespunzătoare unei anumite viteze, se determină cu ajutorul relației:



**Fig. 1.62.** Grafic pentru determinarea coeficientului  $C$ .

$$I = \frac{V^2}{C_0^2 \cdot d} \quad (1.92)$$

În cazurile când drenurile se amplasează în terenuri nestabile, panta lor trebuie astfel aleasă încât să se realizeze o viteză minimă de 0,30 m/s.

O altă cale pentru stabilirea diametrului unei conducte de drenaj este cea grafică (tabelele Schewior, ș.a. ex. fig. 1.63).

Elementele hidraulice ale secțiunii pătrate, pentru cazul umplerii complete a tubului, vor fi: ( $\omega = a^2$ ;  
 $P = 4a$ ;  $R = \frac{a}{4}$ ).

Tuburile de drenaj din lemn (secțiunea 5 x 5 până la 16 x 16 cm) se calculează, de asemenea, cu ajutorul formulei  $Q = k\sqrt{I}$ .

Coeficientul  $C$  se poate determina cu ajutorul formulei  $C = \frac{1}{n} R^y$ ;  $n = 0,015-0,0125$  pentru scânduri negeluite și geluite.

### 1.2.3.7. Indicații suplimentare asupra debitului de calcul la drenaj

Oricare ar fi metoda de rezolvare adoptată pentru determinarea dimensiunilor drenurilor, se pleacă de la ipoteza că se cunoaște debitul de evacuat de pe unitatea de suprafață (l/s·ha), adică modulul de scurgere  $q_i$ .

Atunci când evacuarea apelor de suprafață și coborârea nivelului apelor freatice sunt făcute în principal printr-o rețea de drenaj, dar timpul admisibil  $T_a$  în care trebuie efectuată această operație este depășit de timpul real  $T$ , în care rețeaua de drenaj o poate realiza în mod efectiv, se adoptă sistemul mixt, compus atât din drenuri cât și din canale deschise.

Într-un asemenea caz se pornește cu calculul drenajului de la timpul admisibil  $T_a$ , care trebuie respectat, și de la ipoteza că debitul care trebuie evacuat prin drenaj provine din infiltrarea în sol a apelor de precipitații.

Timpul  $T$  în care are loc infiltrația volumului de apă provenit din precipitații  $P_0$ , din care s-a scăzut evaporația, se află prin raportarea acestui volum  $P_0$  la volumul zilnic de infiltrație  $V_i$ , deci:

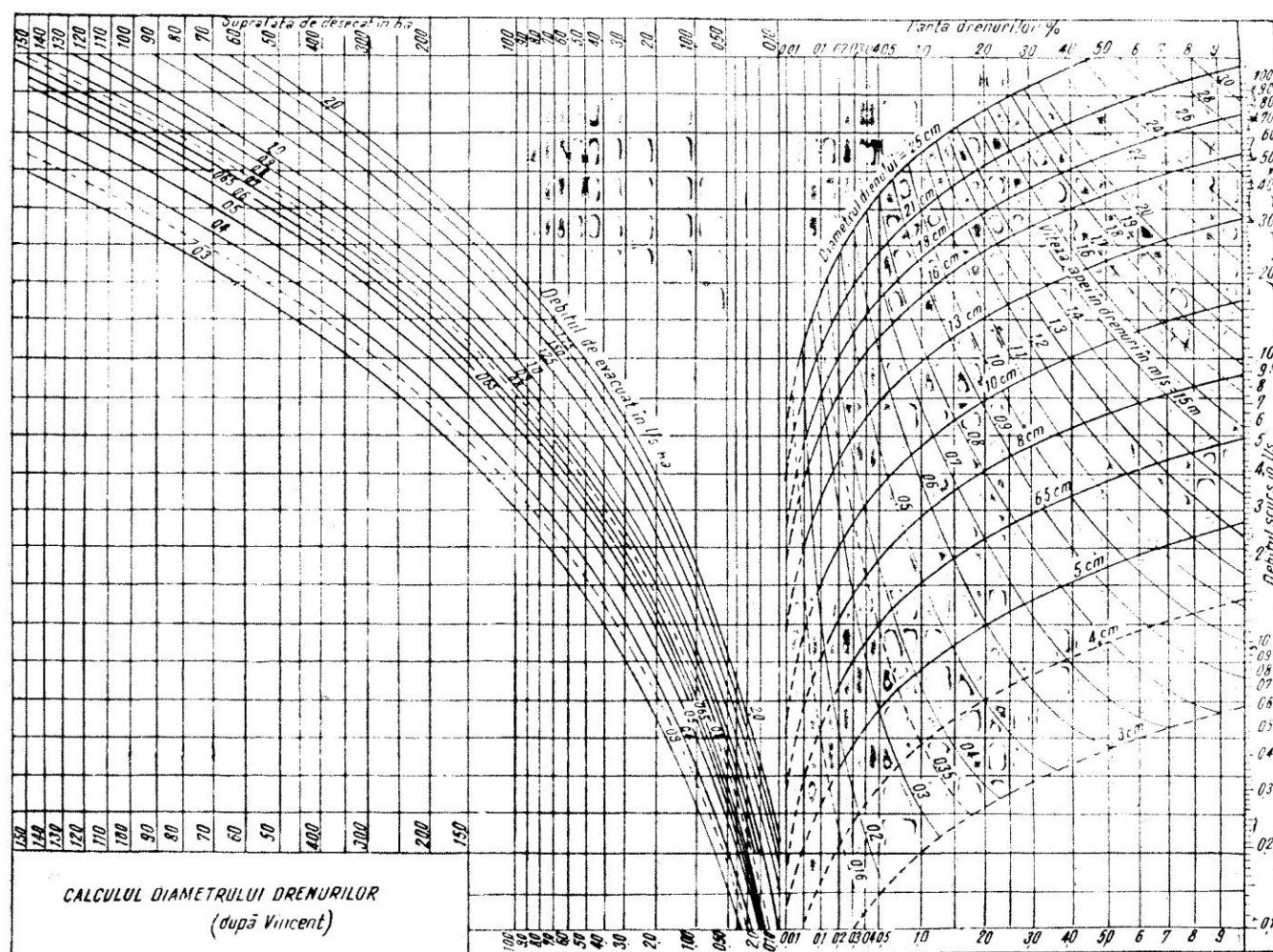


Fig. 1.63. Determinarea diametrului drenurilor.

$$T = \frac{P_0}{V_i} \quad (1.93)$$

Dacă această durată de infiltrație  $T$  nu este dăunătoare culturilor agricole sau altor obiective, drenajul este suficient pentru scopul urmărit; în caz contrar, dacă nu se renunță la drenaj, acesta trebuie completat cu o rețea de canale deschise, desigur, redusă, care, evacuând o parte din apa provenită din precipitații, reduce durata infiltrației  $T$  la o valoare admisibilă  $T_a$ .

Volumul zilnic  $V_i$  al infiltrației, în  $m^3$ , rezultă din relația:

$$V_i = 86.400 \frac{q_i}{1000} \cdot S = 86,4 q_i S \quad [m^3] \quad (1.94)$$

în care:

$q_i$  este modulul de scurgere prin infiltrație ( $l/s \cdot ha$ );

$S$  – suprafața de pe care urmează a fi drenată apa, în ha.

Volumul total de apă  $P_0$ , în  $m^3$ , rezultat din precipitații în timpul  $t$ , cu intensitatea  $i$ , volum redus prin evaporație ( $1/n$ ), este:

$$P_0 = \frac{i}{1000} t \left( 1 - \frac{1}{n} \right) S \cdot 10.000 \quad [m^3] \quad (1.95)$$

Timpul necesar de infiltrație  $T$  este:

$$T = \frac{P_0}{V_i} = \frac{i \cdot t}{8,64 q_i} \left( 1 - \frac{1}{n} \right) \text{ zile} \quad (1.96)$$

Dacă  $T > T_a$ , rezultă că o parte a apei provenită din precipitații trebuie scursă printr-o rețea de canale deschise, iar modulul de scurgere de suprafață va fi  $q_s$   $l/s \cdot ha$ .

În acest caz, trebuie considerat că termenul de reducere prin evaporație variază și se poate admite că variația  $\Delta \frac{1}{n}$  ar fi proporțională cu scăderea timpului de la  $T$  la  $T_a$ , căpătând valoarea:

$$\Delta \left( \frac{1}{n} \right) = \frac{1}{n} \cdot \frac{T_a}{T} = T_a \cdot \frac{8,64 q_i}{i \cdot t(n-1)} \quad (1.97)$$

În legătură cu modulul scurgerii de suprafață  $q_s$ , volumul zilnic  $V_s$  de evacuare prin scurgere la suprafață va fi:

$$V_s = 86,4 q_s S \quad [m^3] \quad (1.98)$$

iar volumul total  $V_T$  zilnic de infiltrație și scurgere la suprafață, în  $m^3$ , va fi:

$$V_T = V_i + V_s = 86,4 (q_i + q_s) \cdot S \quad (1.99)$$

Volumul total de apă  $P_1$ , în  $m^3$ , provenit din precipitații în timpul de  $t$  zile, redus cu pierderile prin evaporație aflate din relația (1.97) pentru timpul  $T_a$ , în care are loc evacuarea mixtă, rezultă din:

$$P_1 = \frac{i}{1000} t S \left[ 1 - T_a \frac{8,64 q_i}{i \cdot t(n-1)} \right] \cdot 10.000 \quad (1.100)$$

$$T_a = \frac{P_1}{V_T} = \frac{i \cdot t}{8,64 (q_i + q_s)} \left[ 1 - T_a \frac{8,64 q_i}{i \cdot t(n-1)} \right] \text{ zile} \quad (1.101)$$

din care:

$$q_s = \frac{i \cdot t}{8,64 T_a} \left[ 1 - T_a \frac{8,64 q_i}{i \cdot t(n-1)} \right] - q_i \quad [l/s \cdot ha] \quad (1.102)$$

În concluzie, debitele de evacuare de luat în considerație la întreaga suprafață desecabilă  $S$  sunt:

– debitul de evacuare prin drenaj:

$$Q_i = \frac{q_i}{1000} S \quad [m^3/s] \quad (1.103)$$

– debitul de evacuare prin canale deschise:

$$Q_s = \frac{q_s}{1000} S \quad [m^3/s] \quad (1.104)$$

Referitor la valoarea modulului de scurgere prin drenuri  $q_i$  se poate determina sau, informativ, poate fi luat după observațiile practice din diferite locuri și generalizate, ca fiind:  $q_i = 0,3-0,4$   $l/s \cdot ha$  pentru soluri foarte grele;  $q_i = 0,4-0,5$   $l/s \cdot ha$  pentru soluri grele;  $q_i = 0,5-0,6$   $l/s \cdot ha$  pentru soluri mijlocii;  $q_i = 0,6-0,7$   $l/s \cdot ha$  pentru soluri ușoare.

În cazurile când solul este foarte umed, datorită curentului de apă freatică,  $q_i$  poate fi de 2-3 ori mai mare decât valorile arătate mai sus. De aceea, în special în cazul unor lucrări de desecare mari, este recomandabil să se determine valoarea modulului de scurgere prin drenuri direct pe teren, cu ajutorul unui drenaj de probă, amplasat pe o porțiune limitată a zonei desecabile, izolată, prin drenuri sau canale adânci de centură, de restul suprafeței.

Orientativ, Nielsen dă:

$$\begin{aligned} &\text{– pentru ogoare } q_i = 0,00826 \varphi H \quad (l/s \cdot ha) \\ &\text{– pentru pășuni } q_i = 0,00551 \varphi H \quad (l/s \cdot ha) \end{aligned} \quad (1.105)$$

în care:

$H$  este suma precipitațiilor, în mm, din lunile decembrie, ianuarie, februarie și martie, când începe topirea zăpezilor (considerând că topirea zăpezilor și precipitațiile de primăvară sunt cele mai dăunătoare);

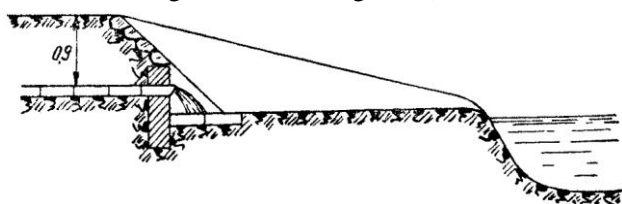
$\varphi$  – este un coeficient care ține seama de panta terenului ( $\varphi = 0,50$  pentru  $I = 0-20\%$  și  $\varphi = 0,20$  pentru  $I > 200\%$ ).

#### 1.2.4. CONSTRUCȚII, INSTALAȚII ȘI DISPOZITIVE ÎN SISTEMUL DE DRENAJ

Funcționarea corectă a unui sistem de drenaj se asigură prin construcțiile și instalațiile sale: guri de evacuare; cămine de control, racordare și sedimentare; ruperi de pantă – căderi; piese pentru controlul circulației apei în drenuri; piese pentru intersecția drenurilor

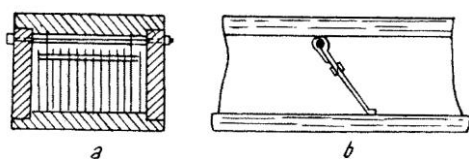
cu șanțuri, drumuri etc.; piese de legătură și racordare;  
instalații de reglare a scurgerii.

– *Gurile de evacuare* fiind singurele părți vizibile și deci mai expuse deteriorării, amplasarea lor trebuie astfel făcută încât: să permită descărcarea apei în recipient, fără ca prin aceasta să se creeze un remuu în sistemul de drenaj; să nu se înfunde cu pământ, cu animale mici (șobolani, broaște etc.) sau gheață; să nu fie expuse deteriorării provocate de vite; să nu fie așezate în imediata apropiere a arborilor; să nu fie supuse înghețului (minim 80 cm sub suprafața terenului); să nu se așeze două guri față în față, pentru a nu se crea neregularități în scurgere etc. Pentru a obține o înălțime de 0,8-0,9 m a stratului protector de pământ deasupra gurii de evacuare, aceasta se retrage în interior (fig. 1.64).

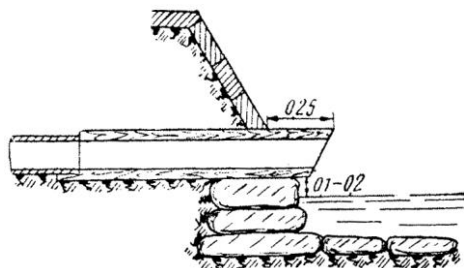


**Fig. 1.64.** Gură de evacuare retrasă în interior.

Pentru a împiedica intrarea animalelor mici în tuburi, se pot lua următoarele măsuri: gura de evacuare, scoasă mult în afară, se amplasează la o astfel de înălțime față de nivelul maxim al apei din recipient ca ea să nu fie accesibilă animalelor mici; se instalează grătare de protecție (fig. 1.65) acestea însă provoacă supra-înălțări:  $h = \beta \frac{d}{b} \frac{4}{3} \sin \delta \frac{v^2}{2g}$  ; tubul terminal, scos în afară, se reteză oblic de sus în jos spre taluz (fig. 1.66).



**Fig. 1.65.** Gură de evacuare cu grătar mobil: a – văzută din față; b – în secțiune longitudinală.



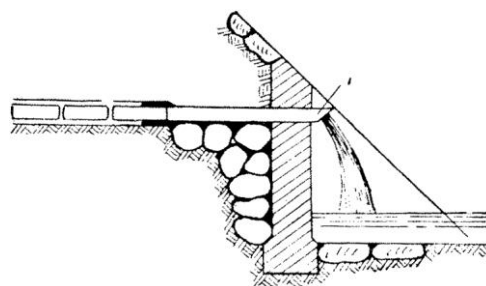
**Fig. 1.66.** Gură de evacuare cu tub din lemn tăiat oblic la capătul aval.

Tubul de scurgere al gurii de evacuare poate fi confecționat din lemn, PCV, beton, fier etc. Tuburile

de ceramică nu sunt indicate.

Cel mai vechi procedeu de descărcare întrebuințat încă și astăzi, este gura de evacuare de formă paralelipipedică, din lemn situată la 0,1-0,2 m deasupra nivelului maxim al apei în canalul colector (fig. 1.66).

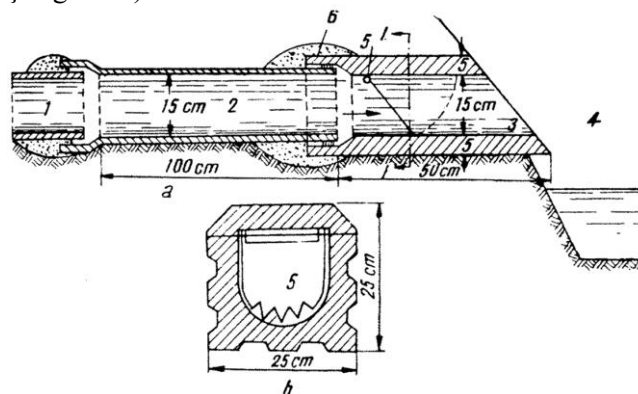
Mai indicate decât tuburile de lemn sunt tuburile de fontă asfaltate la cald, cu o lungime de 1-1,5 m. Ieșirea din taluz a acestor tuburi este de 25 cm; la capăt sunt prevăzute cu o tăietură oblică și nu au nevoie de grătar. Așezarea acestui tub de evacuare se face pe un postament de piatră sau pe un zid construit special (fig. 1.67).



**Fig. 1.67.** Gură de evacuare deschisă direct, cu tub din beton sau fontă sprijinit pe zid: 1 – tub.

Foarte răspândite pentru gurile de evacuare sunt tuburile de beton. Caracteristicile constructive și funcționale ale gurilor de evacuare din beton se văd în figura 1.68.

În anumite cazuri, când terenul este instabil sau când o gură de evacuare importantă ar putea fi ușor deteriorată, se construiește o nișă protectoare (fig. 1.69 și fig. 1.70)



**Fig. 1.68.** Gură de evacuare cu tub din beton: a – secțiune longitudinală; b – secțiunea I–I; 1 – dren colector; 2 – tub de legătură cu mufă din ceramică; 3 – gură de evacuare cu tub de beton; 4 – recipient (râu, canal colector); 5 – clapet; 6 – îmbinare etanșă.

– *Cămine de control, racordare, sedimentare.* Acestea se construiesc în subsol, sub forma unor puțuri și se amplasează: în punctele de confluență a două sau mai multe colectoare de drenaj de ordin inferior cu un colector principal; la schimbarea aliniamentelor și la intersecții cu obstacole (fig. 10.71).

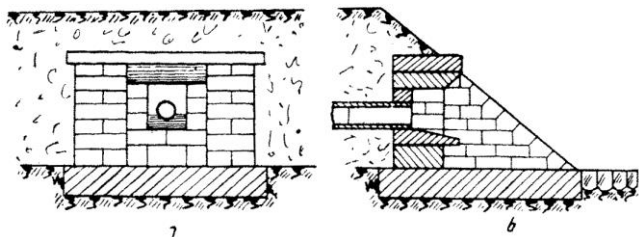


Fig. 1.69. Gură de evacuare în nișă protectoare simplă:  
a – vedere din față; b – secțiune longitudinală.

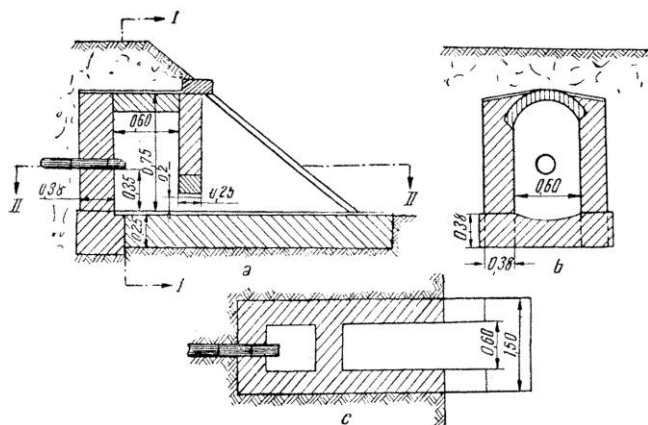


Fig. 1.70. Gură de evacuare în nișă protectoare cu perete frontal: a – secțiune longitudinală; b – secțiunea I-I; c – secțiunea II-II.

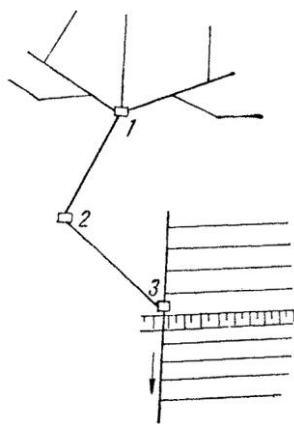


Fig. 1.71. Amplasarea căminelor: 1 – în punctul de confluență; 2 – la schimbarea aliniamentului; 3 – la intersecția unui obstacol

Cele mai simple cămine se fac dintr-un tub de beton, așezat pe o placă de beton sau piatră și prevăzut cu un capac, de asemenea de piatră, beton, fontă sau alt material (fig. 1.72).

Aceste cămine se construiesc de obicei îngropate, având capacul la 30-40 cm sub suprafața terenului, însă se pot executa și cu deschiderea la nivelul terenului.

Căminele mai mari se zidesc din cărămidă sau piatră, dar se pot folosi și piese prefabricate. Forma lor este rotundă sau pătrată și trebuie să fie destul de largi pentru a permite intrarea unui muncitor ( $\varnothing = 70-80$  cm). Pentru a îndeplini și rolul de decantor, fundul căminu-

lui se așază cu 30-45 cm mai jos decât gura de admisie a colectorului principal.

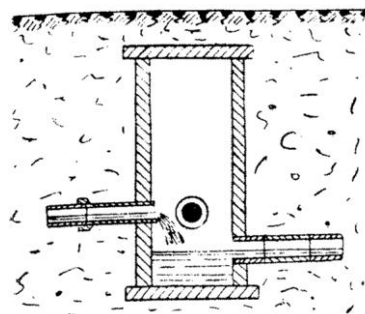


Fig. 1.72. Cămin de control, racordare și sedimentare, îngropat.

– *Ruperi de pantă – căderi.* În cazul unor terenuri accidentate cu pante mari se folosesc instalații subterane, de tipul celei arătate în figura 1.73, pentru reglarea vitezelor.

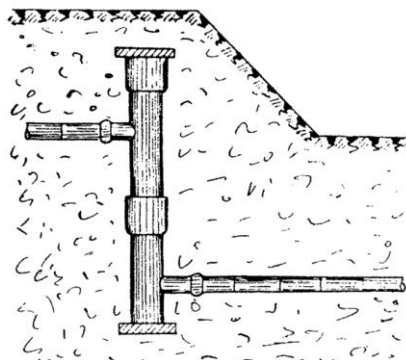


Fig. 1.73. Cădere subterană din tuburi de argilă arsă sau beton.

– *Piese pentru controlul circulației apei în drenurile colectoare* au partea superioară demontabilă (fig. 1.74) și se intercalează pe traseul acestora, în anumite puncte ușor accesibile.

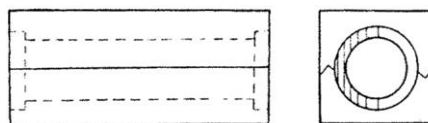


Fig. 1.74. Tub demontabil, de control.

– *Piese pentru intersecția drenurilor colectoare cu canale, drumuri etc.* Așezarea drenurilor colectoare sub drumuri, canale, șanțuri cu altă destinație trebuie evitată pe cât posibil. Situate în astfel de condiții, ele ar fi expuse înfundării de către impuritățile aduse de apele provenite din elementele intersectate, mai sus amintite, precum și de rădăcinile ierburilor din șanțuri.

În cazul când intersecția dintre un dren colector și un șanț care poartă apă în permanență nu se poate totuși evita, se folosesc tuburi de ceramică cu mufe sau rosturile dintre tuburile conductei se îmbracă cu manșoane (fig. 1.75).





Fig. 1.75. Tub de ceramică cu mufă.

La drenurile absorbante intersectările cu drumuri, șanțuri, canale etc. se evită complet. Drenurile absorbante cu scurgere perpendiculară pe un drum, canal etc. se captează la o oarecare distanță de obstacol, într-un dren colector paralel cu acesta, care este trecut apoi pe sub el cu ajutorul tuburilor speciale de ceramică prevăzute cu mufe (fig. 1.76).

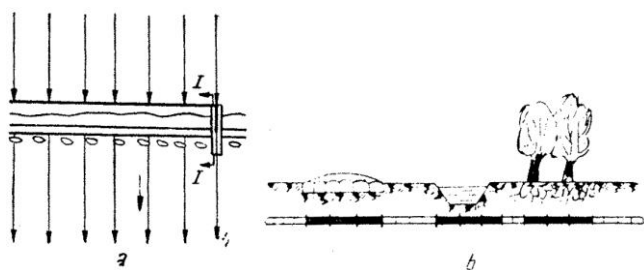


Fig. 1.76. Trecerea drenurilor absorbante pe sub drum, canal și perdea de protecție: a – schema rețelei de drenaj; b – secțiunea I-I – schema traversării.

– *Piese de legătură și racordare.* Îmbinarea ultimului tub al unei linii de drenuri absorbante cu drenul de colectare se poate face în mai multe moduri. Cea mai simplă racordare este aceea arătată în figura 1.77.

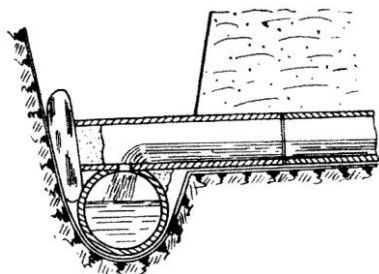


Fig. 1.77. Racordarea drenurilor absorbante prin practicarea unor orificii în drenurile colectoare.

Drenul absorbant se așază peste drenul colector, după ce în prealabil amândouă au fost găurite cu ajutorul ciocanului cu vârf.

Pentru a evita pierderile de tuburi, care se sparg ușor la găurirea cu ciocanul cu vârf, se pot folosi pentru racordare piese special fabricate (fig. 1.78), care se îmbină ca în figura 1.79.

Racordarea se poate face etajat (fig. 1.77 și 1.79) și la același nivel – lateral (fig. 1.80).



Fig. 1.78. Piese de racordare: a – pentru drenul colector; b – pentru drenul absorbant.

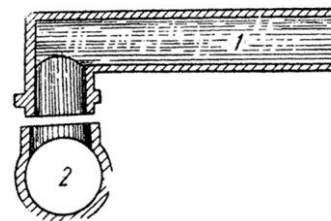


Fig. 1.79. Îmbinarea tuburilor de drenaj: 1 – dren absorbant; 2 – dren colector.

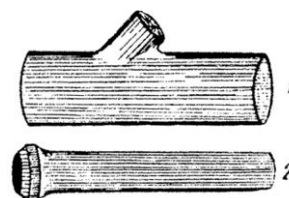


Fig. 1.80. Piese prefabricate de îmbinare laterală: 1 – dren colector; 2 – dren absorbant.

Racordarea unui colector cu un diametru mai mare cu unul cu un diametru mai mic se face intercalând între ele unul sau mai multe tuburi de reducere (fig. 1.81).

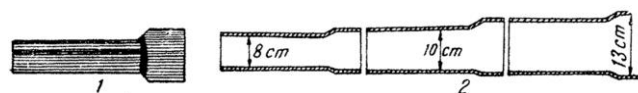


Fig. 1.81. Tuburi de reducere: 1 – vedere; 2 – secțiune.

– *Instalații de reglare a scurgerii.* Despre acestea se va vorbi în ultimul capitol al acestei lucrări.

– *Planul de situație al sistemului de drenaj.* În figura 1.82 se vede planul de situație al unei suprafețe desecate prin drenaj; din acesta proiectantul poate urmări: modul de amplasare a drenurilor absorbante și colectoare față de curbele de nivel și față de drumurile și râurile existente în unitate; uniformitatea trasării liniilor de drenaj; modul de indicare a pantei, diametrul drenurilor și distanța dintre drenuri; numerotarea liniilor de drenuri absorbante, în legătură cu sistemul de drenaj (în planul de față se văd patru sisteme de drenaj, care-și varsă apele colectoare prin patru guri de evacuare); relieful terenului și modul de amplasare a punctelor de carioaj pentru nivelment; linia de separație a apelor dintre sistemele de drenaj; locul de amplasare a forajelor; orientarea planului.

### 1.3. DRENAJE SPECIALE

În afară de sistemele de drenaj prezentate anterior, mai există o serie de *drenaje speciale*, care diferă de primele fie prin scopul lor, fie prin modul de amplasare a elementelor ce le compun, prin condițiile lor constructive etc.

Acestea sunt:



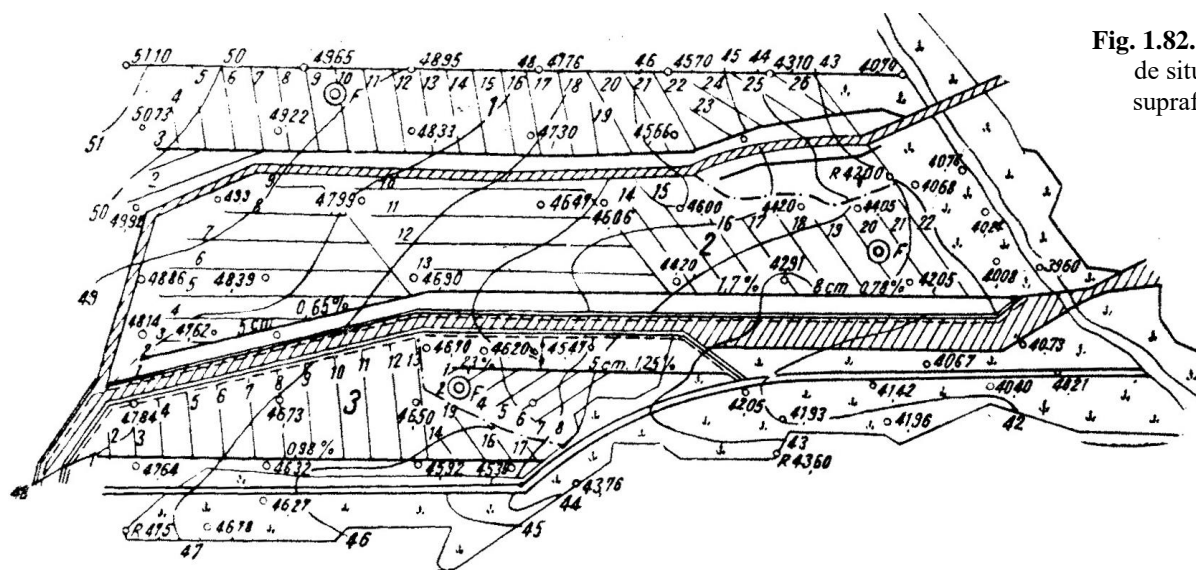


Fig. 1.82. Schița planului de situație al unei suprafețe drenate.

### 1.3.1. DRENAJE DE VENTILARE

Nu rare sunt cazurile când unele soluri care nu prezintă un exces de umiditate au totuși nevoie de drenaj. Acestea sunt în special soluri neaerate și reci (soluri grele).

Drenajul de ventilare constă din amplasarea în sol a unor șiruri de drenuri (tuburi de ceramică sau galerii tip cârțiță, amplasate la  $D = 2-4$  m și  $t = 0,4-0,7$  m (fig. 1.83).

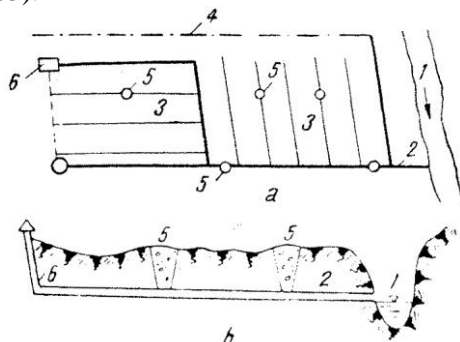


Fig. 10.83. Schema drenajului de ventilare: a – plan; b – secțiune: 1 – recipient; 2 – dren colector; 3 – dren absorbant; 4 – dren colector de centură; 5 – puț de ventilare umplut cu piatră; 6 – tub de aerisire.

La capătul amonte, drenul colector este pus în legătură cu aerul atmosferic printr-un tub vertical de aerisire, care iese la suprafața terenului (fig. 1.84).

Pentru intensificarea ventilației, șirurile de drenuri și drenul colector se mai prevăd și cu puțuri de ventilație (fig. 1.83) sau filtre speciale din piatră spartă, așezate din loc în loc.

Prin îmbunătățirea structurii solului, prin mărirea rezervei de apă din sol și prin stimularea descompunerii aerobe a substanțelor organice, drenajul de ventilare creează condiții bune pentru cultura plantelor agricole.

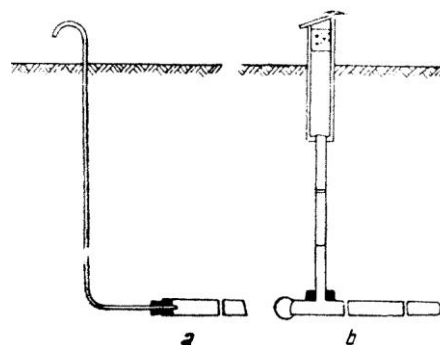


Fig. 10.84. Tub vertical de aerisire: a – din conductă metalică, cu cot; b – din tuburi de ceramică, cu cutie și capac de lemn.

### 1.3.2. DRENAJE PE STRAT IMPERMEABIL ONDULAT

În cazul când terenul desecabil este așezat pe un strat impermeabil ondulat, drenarea prin drenuri orizontale obișnuite, regulat așezate, la adâncimi și distanțe uniforme, nu ar da rezultatele dorite. Numai drenurile așezate în talvegurile stratului impermeabil, la distanțe și chiar adâncimi diferite, ar putea asigura o drenare satisfăcătoare, pe când cele situate pe crestele acestui strat ar rămâne ineficace (fig. 1.85).



Fig. 1.85. Drenaj neregulat.

Ondulațiile subsolului impermeabil pot avea însă o poziție transversală pe linia de cea mai mare pantă, în care caz pentru îmbunătățirea condițiilor naturale de scurgere se așază drenuri transversale pe ondulații.

O lucrare de acest gen a fost efectuată în peninsula Gennevilliers, unde are loc irigarea terenurilor agricole cu o parte din apele uzate ale orașului Paris. Suprafața irigabilă cuprinsă în cotul fluviului Sena (fig. 1.86) avea nivelul apei freatice aproape de suprafața solului, datorită existenței unui baraj impermeabil în subsol, de 100-300 m lățime, care urma întreaga concavitate a fluviului (sub grindul malului).

Pentru coborârea nivelului apei freatice au fost amenajate 5 drenuri radiale colectoare (cu  $d = 0,45$  m,  $I = 1\%$ ,  $Q = 80$  l/s) situate la o distanță de aproximativ 2 km unul de altul la capătul aval.

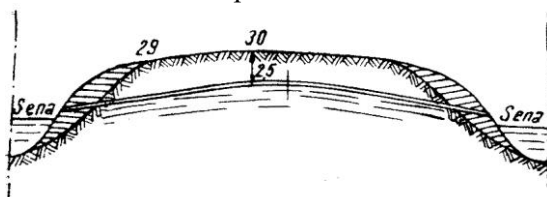


Fig. 1.86. Drenarea Câmpiei Gennevilliers.

### 1.3.3. DRENAJE VERTICALE

În cazul când apele freatice care trebuie evacuate, pentru coborârea nivelului lor, se găsesc într-un strat acvifer gros, alimentat din subsol, sau când sub stratul acvifer se află un altul impermeabil, așezat și el la o mică adâncime față de nivelul terenului, iar sub acesta se găsește un strat permeabil, format din pietriș sau nisip, se recurge la desecarea prin drenuri verticale. Prima metodă de evacuare a apei poartă numele de drenaj prin puțuri de pompare, iar a doua, drenaj prin puțuri absorbante.

#### 1.3.3.1. Drenajul prin puțuri de pompare

Atunci când stratul acvifer este destul de gros și fără a avea intercalat un strat impermeabil și când unitatea desecabilă prezintă depresiuni greu de desecat prin canale deschise sau drenuri orizontale, se poate recurge la desecarea prin puțuri verticale (fig. 1.87) perfecte sau imperfecte, cu amplasarea uniformă pe întreaga suprafață (ca o tablă de șah) sau în 1-2 linii (perdea filtrantă) perpendiculare pe direcția curentului subteran.

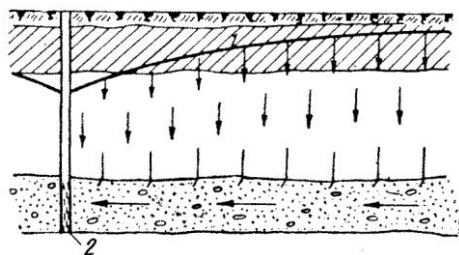


Fig. 1.87. Schema scurgerii apei spre puț, în cazul existenței unui strat acvifer: 1 – curba de depresie a apelor freatice; 2 – filtru.

Primul sistem, „pe întreaga suprafață  $\Omega$ ”, se aplică unităților desecabile așezate în depresiuni, unde stratul de apă freatică este lipsit de scurgere. În acest caz, funcționarea puțurilor este independentă, fiecare putând fi pus în funcțiune când este cazul. Numărul lor este dat de relația:  $N = \frac{\Omega}{\pi R^2}$ , în care  $R$  este raza de acțiune a puțului.

Al doilea sistem, „în linie”, cu o anumită direcție, se aplică îndeosebi pe terenurile cu pânze de apă freatică în mișcare înspre zona joasă a unității. În acest caz, funcționarea puțurilor este simultană, iar numărul lor se află cu relația  $N = \frac{L}{2R}$ , în care  $L$  este lungimea liniei de afluență a apelor freatice.

Raza de influență, debitul unui puț și coeficientul de filtrație se determină practic prin pompări de probă; diametrul puțurilor se stabilește în funcție de mărimea debitului de pompat și de utilajul folosit pentru pompare. În general, el variază între 30 și 70 cm; se pot folosi și puțuri „săpate normal” cu  $d = 0,8-1,5$  m, puțuri tip „cheson” cu  $d = 1,5-4$  m, puțuri „forate” cu  $d = 0,1-0,7$  m, țevi „aciforme” cu  $d \leq 0,1$  m.

Debitul puțurilor de drenaj se poate determina: experimental, prin pompări de durată; prin asemănare cu debitul altor puțuri construite și exploatate în condiții asemănătoare; teoretic, adoptând ipoteza simplificată (Dupuit), prin care se admite o distribuție uniformă a vitezelor pe verticală (valabilă pentru pante foarte mici ale suprafeței libere).

Ultima metodă, care are cea mai largă întrebuintare în proiectare, deși întâmpină dificultăți din cauza necunoașterii suficiente a caracteristicilor stratului acvifer, poate folosi mai multe căi:

– fie teoria mișcării potențiale plane a apei subterane, al cărei potențial complex, în cazul puțurilor sub presiune (fig. 1.89), este:

$$f(z) = -\frac{Q}{2\pi a} \ln z = \varphi + i\psi \quad (1.106)$$

în care:

funcția de potențial  $\varphi$  este dată de:

$$\varphi = -\frac{Q}{2\pi a} \ln x$$

funcția de curent  $\psi$  este dată de:

$$\psi = -\frac{Q}{2\pi a} \Theta$$

– fie folosind teoria hidraulică a mișcării apei subterane și deci ecuația:

$$Q = 2\pi x a V = 2\pi x a k J = 2\pi x a k \frac{dh}{dx} \quad (1.107)$$

Integrând rezultă:

$$Q \ln x = 2\pi a k h + C \quad (1.108)$$

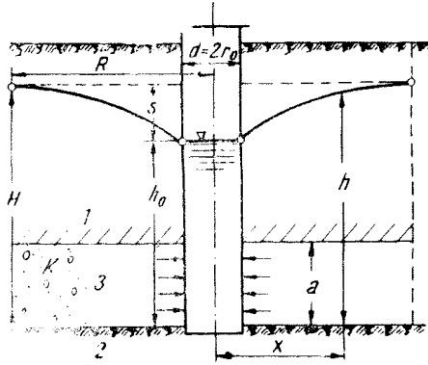


Fig. 1.88. Puț perfect într-un strat acvifer sub presiune.

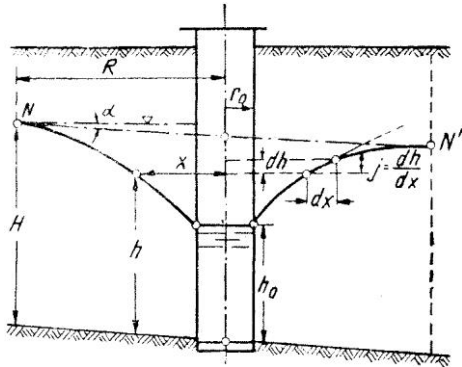


Fig. 1.89. Puț perfect într-un strat de apă subterană cu nivel liber.

Prin introducerea valorilor limită pentru  $h$  și  $x$  se obține formula debitului:

$$Q = 2\pi ak \frac{H - h_0}{\ln \frac{R}{r_0}} \quad (1.109)$$

În cazul puțurilor cu nivel liber, debitul se poate determina tot cu ajutorul ecuației:

$$Q = 2\pi x h k \frac{dh}{dx} \quad (1.110)$$

în care s-a folosit expresia lui Darcy  $v = kJ = k \frac{dh}{dx}$ .

Nivelul liber N-N este înclinat față de orizontală cu un unghi  $\alpha$  (fig. 1.89).

Separând variabilele în relația (1.110), rezultă:

$$\frac{Q}{2\pi k} \frac{dx}{x} = h dh$$

Integrându-se de la  $r_0$  la  $x$  și de la  $h_0$  la  $h$ , se obține ecuația curbei de depresie:

$$h^2 - h_0^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{x}{r_0} \quad (1.111)$$

de unde:

$$h = \sqrt{h_0^2 + \frac{Q}{\pi \cdot k} \ln \frac{x}{r_0}} = f(x) \quad (1.112)$$

Pentru valorile limită ale lui  $h$  și  $x$  rezultă expresia debitului:

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{\ln \frac{R}{r_0}}$$

Când se cunoaște curba  $y = f(x)$ , se poate întrebuința formula indicată de standardul de stat pentru calculul debitului:

$$Q = 2\pi r_0 h V_0 \quad (1.114)$$

în care:

$r_0$  este raza puțului;

$h_0$  – adâncimea dinamică;

$V$  – viteza de filtrare ( $V = 0,002$  m/s, când 40% din granule au  $\varnothing \sim 0,1$  mm și  $V = 0,0005$  m/s pentru  $\varnothing \sim 0,25$  mm). În funcție de  $k$ ,  $V = (60-80)k^{1/3}$  m/s.

Debitul maxim ce se poate pompa din puț de drenaj, în regim permanent, se realizează la adâncimea critică (fig. 1.90) care se determină prin relația (Ch. Jaeger):

$$h_{cr} = -r_0 + \sqrt{r_0^2 + \frac{2Q}{\pi^2 k}} \quad (1.115)$$

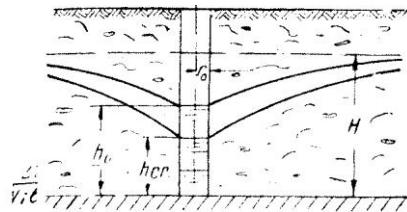


Fig. 1.90. Adâncimea critică.

În cazul când stratul impermeabil se află la mare adâncime (puț imperfect) și diametrul puțului este mare (cazul puțurilor construite manual,  $d = 2r_0$ ), alimentarea se face pe la fund (fig. 1.91) și debitul se află cu relația:

$$Q = 2\pi r_0 k (H - h_0)$$

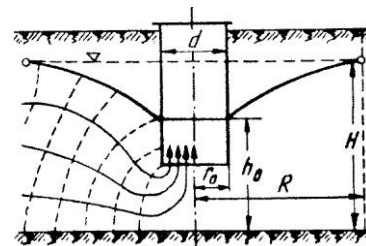


Fig. 1.91. Alimentarea puțului prin radier.

Din cele prezentate mai sus rezultă că debitul puțului depinde de: denivelarea  $H - h_0$ , raportul  $\frac{R}{r_0}$  și co-

eficientul de filtrație  $k$ , care se stabilește experimental; pentru straturi cu permeabilitate mare,  $k > 0,0025$  m/s.

– în cazul unui grup de puțuri care captează apa dintr-un strat subteran cu nivel liber, suprapunerea efectelor celor  $n$  puțuri (fig. 1.92) duce la ecuația suprafeței libere:

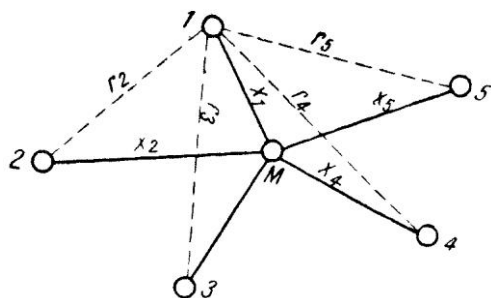


Fig. 1.92. Grup de puțuri în strat de apă subterană.

$$H^2 - h^2 = \frac{nQ}{\pi k} \ln \frac{R}{\sqrt[n]{x_1 \cdot x_2 \cdot \dots \cdot x_n}} \quad (1.116)$$

Debitul total al celor  $n$  puțuri va fi:

$$nQ = \frac{\pi k (H^2 - h_{01}^2)}{\ln \frac{R}{\sqrt[n]{r_{01} \cdot r_2 \cdot \dots \cdot r_n}}} \quad (1.117)$$

Dacă grupul de puțuri se află sub presiune, ecuația suprafeței piezometrice va fi:

$$H - h = \frac{Q}{2\pi ak} \ln \frac{R_n}{r_{01} \cdot r_2 \cdot \dots \cdot r_n} \quad (1.118)$$

iar debitul total al puțurilor va fi dat de relația:

$$nQ = \frac{2\pi ak (H - h_{01})}{\ln \frac{R}{\sqrt[n]{r_{01} \cdot r_2 \cdot \dots \cdot r_n}}}$$

Raza de influență  $R$  a acestor puțuri variază între limite mari (100-1000 m) și nu se poate stabili precis decât în timpul funcționării puțului. Determinarea ei orientativ, pentru denivelarea ( $S = H - h_0$ ) se poate face cu ajutorul relației Kusakin:

$$R = 575S\sqrt{H \cdot k} \text{ [m]} \quad (1.119)$$

Distanța dintre puțuri se stabilește în funcție de raza lor de influență, astfel încât curbele de depresie create între puțurile vecine în timpul pompării să se întretaie la o adâncime  $Z$  de la suprafața terenului, cerută de adâncimea (norma) de desecare sau nesalinizare (fig. 1.93).

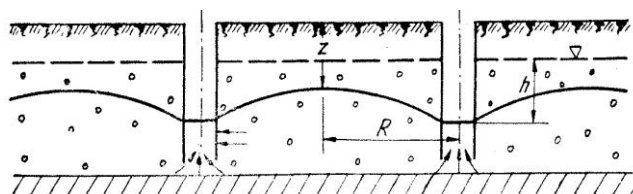


Fig. 1.93. Realizarea normei de desecare prin puțuri de drenaj.

După datele experimentale, debitul specific al puțurilor de drenaj este de 3-4 l/s la 1 m adâncime de pompare în straturile acvifere argiloase, putând ajunge până la 30-40 l/s la 1 m adâncime de pompare în straturile acvifere din nisip grosier și pietriș.

**Drenuri radiale.** Debitul drenurilor verticale (puțuri) poate fi suplimentat prin drenuri radiale (fig. 1.94), care contribuie la urgentarea coborârii nivelului freatic.

Acest sistem se aplică în cazul straturilor acvifere de mică adâncime, dar cu întindere mare, în curent subteran sub presiune sau cu nivel liber.

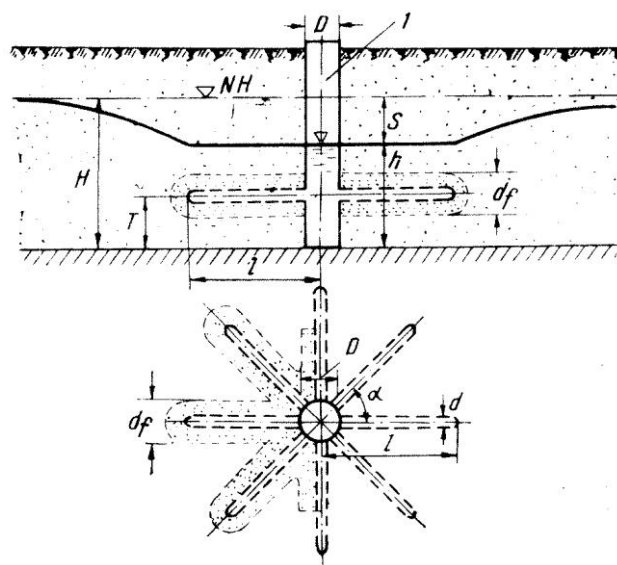


Fig. 1.94. Captare cu drenuri radiale: 1 – puț colector.

La drenurile radiale debitul se poate determina cu formula:

$$Q = 2\pi \left( L + \frac{D}{2} \right) (H + \Delta h) k_p \cdot v_a \text{ [m}^3/\text{s]} \quad (1.120)$$

în care:

$L$  este lungimea unui braț de dren radial;

$D$  – diametrul puțului colector;

$H$  – adâncimea de la nivelul hidrostatic până la roca de bază;

$\Delta h$  – denivelarea în colector produsă de pompare;

$k_p$  – coeficientul porozității straturilor acvifere;

$v_a$  – viteza de filtrare admisibilă pentru a nu se antrena nisipurile.

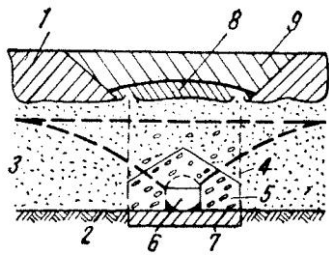
Drenul radial putînd fi considerat ca un dren scurt în strat acvifer infinit, debitul se poate calcula cu formula (Forchheimer):

$$Q = \frac{2\pi k a s}{\ln \frac{2R}{l}} \quad (1.121)$$

însă din cauza influenței reciproce nu poate capta fiecare atât cât rezultă din formula (1.121).

Execuția drenurilor radiale se poate face după procedeul arătat în figura 1.95 (D. Pavel, 1964).

Drenurile radiale sunt prevăzute la capătul amonte și din 50 în 50 m cu câte un cămin de vizită, necesar curățirilor periodice și eventualelor reparații.



**Fig. 1.95.** Construcția drenului radial: 1 – strat vegetal; 2 – strat impermeabil; 3 – strat acvifer; 4 – palplanșe; 5 – filtru pietriș; 6 – dren; 7 – radier; 8 – strat de argilă; 9 – strat de pământ vegetal.

Pentru a se asigura captarea unui debit cât mai mare, se recomandă: instalarea acestor drenuri cât mai aproape de stratul impermeabil (fundul puțului) și limitarea numărului de drenuri radiale la 6-8;

$$\left( \alpha = \frac{\pi}{3} \div \frac{\pi}{4} \right)$$

Evacuarea apei din puțurile verticale de drenaj (inclusiv colectorul drenurilor radiale) se poate face centralizat, folosind conducte și sifoane, sau descentralizat, cu instalații de pompare separate.

Volumul de apă  $V$  ce trebuie evacuat din puțurile de drenaj se determină în baza unui studiu de câțiva ani și depinde de afluența apelor străine ( $A$ , m<sup>3</sup>), de procentul evacuării anuale ( $\varphi = \frac{1}{n}$ ;  $n$  – numărul de ani în care trebuie să se realizeze drenarea la nivelul normei de desecare); de fracțiunea de volum ce trebuie evacuată în perioada examinată ( $\alpha$ ); de porozitatea terenului ( $p$ ), de adâncimea de pompare ( $h$ ) și de fracțiuni ( $\beta$ ) din volumul de irigații ( $V_i$ ) sau alte surse.

Deci:

$$V = A + 10.000 \cdot \varphi \cdot \alpha \cdot p \cdot h + \beta V_i \text{ [m}^3\text{]} \quad (1.122)$$

Debitul de infiltrație din canalul de irigație, de ambele părți ale acestuia și care contribuie la îmbogățirea stratului acvifer, se poate afla cu ajutorul relației (v. cap. 2):

$$Q = \frac{nk(H+h)}{R-0,5B} \left( \frac{H+h}{2} + a \right) \text{ m}^3/\text{s la 1 m lungi-}$$

me de canal.

Durata pomparii apei din puțurile de drenaj depinde de variația apelor freatice și de norma de desecare corespunzătoare cerințelor agricole. În funcție de acestea, pomparea apei se poate face cu debit variabil și cu debit constant.

În practica drenajului prin puțuri se obișnuiește să se admită durata de pompare  $T = 210-300$  zile/an.

Debitul necesar de pompare  $Q_p$  se obține efectuând raportul dintre volumul de pompare  $V$  și timpul de pompare  $T$ .

$$Q_p = \frac{A + 10.000 \varphi \cdot \alpha \cdot p \cdot h + \beta V_i}{T \cdot 86.400} = \frac{A + \varphi \cdot \alpha \cdot p \cdot h + \beta V_i}{8,64T} \quad (1.123)$$

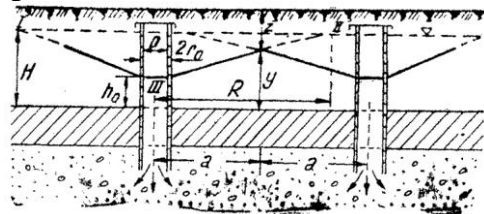
### 1.3.3.2. Drenajul prin puțuri absorbante

În cazurile când terenul cu exces de umiditate prezintă la o adâncime relativ mică un strat impermeabil nu prea gros și sub acesta se găsește un strat permeabil cu capacitate mare de înmagazinare (format din nisip grosier, pietriș etc.), este indicat să se folosească acest din urmă strat ca recipient pentru apele în exces, care urmează a fi evacuate.

Pentru colectarea și evacuarea apelor în exces, stratul impermeabil se străpunge din loc în loc prin niște puțuri – drenuri, numite *puțuri absorbante*, care sunt de două feluri: 1) puțuri absorbante, care au rolul de a regla direct regimul apelor freatice, colectând și evacuând în stratul permeabil apele în exces; 2) puțuri absorbante care au rolul de a primi și evacua în stratul permeabil apele colectate și transportate de o rețea obișnuită de drenaj.

a. *Puțuri absorbante care reglează direct regimul apelor.* Sistemul desecării prin puțuri absorbante, care reglează direct regimul apelor, este indicat pentru terenuri întinse și relativ plane, a căror pânză freatică, ridicată până aproape de suprafața solului, este sprijinită pe un strat impermeabil subțire, sub care se găsește un masiv permeabil apt de a forma un recipient pentru apele în exces.

Distanța de amplasare a puțurilor este de 10-80 metri unul de altul și mai mare. Puțurile absorbante se dispun în șah. Se urmărește ca zona lor de influență să se intercepteze într-un punct  $a$ , situat la distanță egală de cele două puțuri, al cărui nivel să asigure realizarea normei de desecare  $z$  impusă de cerințele agro-pedologice (fig. 1.96).



**Fig. 1.96.** Schema de amplasare și funcționare a puțurilor absorbante ce reglează direct regimul apelor freatice.

Dacă nivelul inițial al apei freatice are ca formă în terenul desecabil linia I-II, construirea puțurilor absorbante, care evacuează apa în stratul permeabil, va avea ca efect transformarea acestei linii în curbele de depresiune I-III și II-III, a căror ecuație este:

$$y^2 = \frac{Q}{\pi \cdot k} \ln \frac{a}{r_0} + h_0^2 \quad (1.124)$$

În cadrul drenajului vertical prin puțuri, care reglează direct regimul apei, este locul să se amintească și metoda zisă olandeză, aplicabilă solurilor mai ușoare, în care puțurile cu secțiuni mari sunt înlocuite printr-un mare număr de găuri (până la 5.000/ha), făcute prin baterea unei tije cu sabot pe care sunt sprijinite câteva drenuri ce rămân în sol la scoaterea tije.

b. *Puțuri absorbante pentru primirea și evacuarea apelor drenate.* În condiții de subsol favorabile, apa colectată de sistemul de drenaj orizontal poate fi evacuată într-un strat permeabil din adâncime, pe cale gravitațională, cu ajutorul unor puțuri absorbante.

În cazul unei depresii, în care toate drenurile colectoare au direcția de scurgere către punctul cel mai jos al acesteia, puțul absorbant care colectează apele întregului sistem de drenaj poate fi amplasat în acel punct (fig. 1.97).

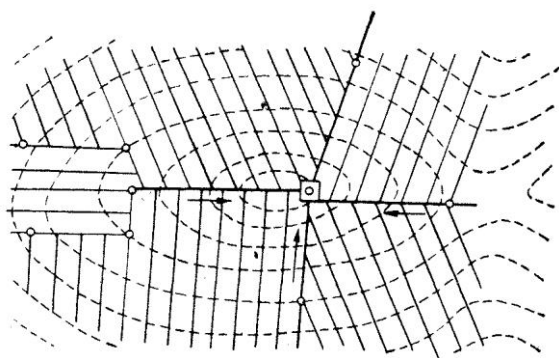


Fig. 1.97. Rețea de drenaj cu puț absorbant.

Capacitatea de absorbție a stratului permeabil și deci debitul de evacuare  $Q$  al puțului absorbant, care în condiții egale depinde și de tipul puțului (fig. 1.98), se poate afla cu relațiile:

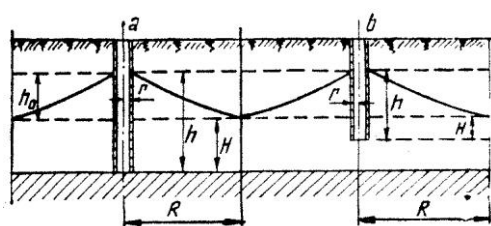


Fig. 1.98. Funcționarea puțurilor absorbante: a – puț perfect; b – puț imperfect.

– pentru puțul perfect cu pereți permeabili:

$$Q = \frac{\pi k(h^2 - H^2)}{\ln \frac{R}{r}} = \frac{\pi k h_0 (2H + h_0)}{\ln \frac{R}{r}} \quad (1.125)$$

– pentru puțul imperfect cu pereți permeabili:

$$Q = \frac{2\pi k h (h - H)}{\ln \frac{R}{r}} = \frac{2\pi k h h_0}{\ln \frac{R}{r}} \quad (1.126)$$

– pentru puțul imperfect cu pereți etanși:

$$Q = 2\pi \cdot k \cdot r \cdot (h - H) \quad (1.127)$$

În cazul funcționării unui sistem de  $n$  puțuri absorbante, debitul lor este:

$$Q_T = \sum Q_n = \frac{n \cdot k(h^2 - H^2)}{\ln \sqrt[n]{\frac{R_1 \cdot R_2 \cdot \dots \cdot R_n}{x_1 \cdot x_2 \cdot \dots \cdot x_n}}} \quad (1.128)$$

în care:

$x_1, x_2$  reprezintă distanța puțurilor de la un centru oarecare comun;

$R_1, R_2$  – razele de împrăștiere a apei

$$R = c \sqrt{\frac{kT(h - H)}{\delta}}$$

în care:

$C$  este un coeficient egal cu 120-150;

$\delta$  – porozitatea gravitațională a terenului;

$T$  – durata de funcționare a puțului, în ore.

Un puț absorbant, pentru primirea și evacuarea în subsol a apelor provenite din drenaj, se compune din bazinul de colectare format din două camere (fig. 1.99) și din puțul absorbant propriu-zis.

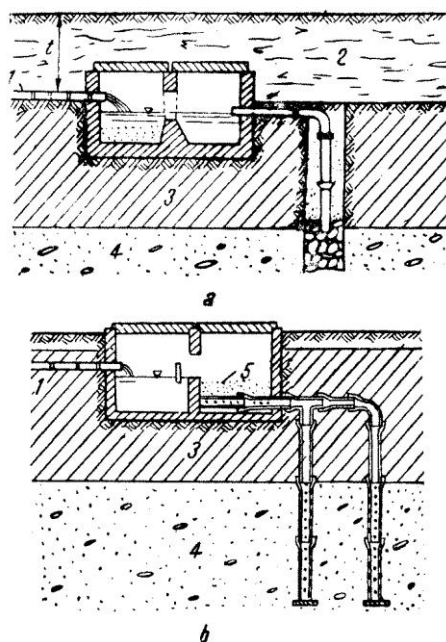


Fig. 1.99. Sisteme de puțuri absorbante pentru colectarea și evacuarea apei în subsol: a – evacuarea printr-o conductă cu pereți etanși; b – evacuarea prin conducte cu orificii și captarea printr-un filtru de nisip; 1 – colector; 2 – solul drenat; 3 – strat impermeabil; 4 – strat permeabil; 5 – filtru de nisip.

Suprafața pe care o poate deservi un puț absorbant  $S_p$  se află din relația:

$$S_p = \pi R^2 = \frac{\pi k(h^2 - H^2)}{q \ln \frac{R}{r}} \quad (1.129)$$

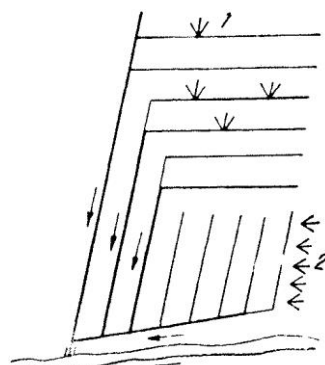
în care:  $q$  este cantitatea de apă ce urmează a fi evacuată în timp de 24 de ore, repartizată ca un strat uniform pe întreaga suprafață, în m/24 ore.

### 1.3.4. DRENAJE PENTRU DESECAREA TERENURILOR CU IZVOARE

Când terenul este împânzit de izvoare descendente, apele acestora se culeg cu ajutorul unor drenuri așezate în formă de evantai, care converg înspre o cameră, de unde se evacuează pe drumul cel mai scurt într-un colector sau recipient (fig. 1.100).

Pentru a accelera colectarea apei, pereții tuburilor de drenaj sunt prevăzuți cu orificii mici (fig. 1.101) și la așezarea lor în șanțuri se înconjură cu un strat de piatră, care formează un filtru (fig. 1.102).

În cazul când izvorul întâlnit este ascendent, se curăță stratul de pământ aflat deasupra locului de izvorâre și se construiește în subsol o cameră, din zidărie umplută cu pietriș (fig. 1.103).



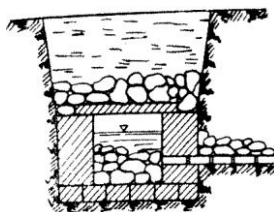
**Fig. 1.100.** Colectarea izvoarelor prin drenuri:  
1 – izvoare concentrate;  
2 – izvoare răspândite pe versant.



**Fig. 1.101.** Tub de drenaj cu orificii.



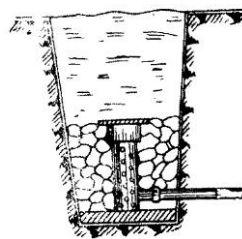
**Fig. 1.102.** Tub de drenaj cu orificii așezat în șanț și înconjurat cu material filtrant.



**Fig. 1.103.** Camera de captare a izvoarelor.

Apa izvorului, colectată în această cameră, se evacuează în recipient cu ajutorul unei conducte de drenaj.

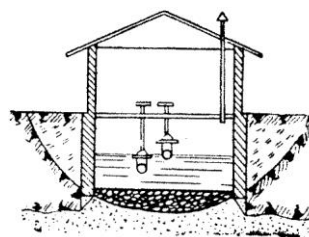
În cazul când numărul acestor izvoare, în unitatea desecabilă, este mare și dacă piatra și cărămida lipsesc, se pot folosi pentru captare tuburi de ceramică perforate, îmbinate cu mufe (fig. 1.104).



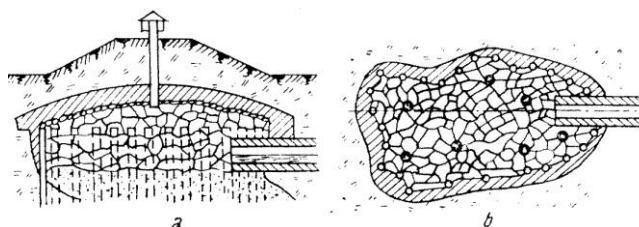
**Fig. 1.104.** Captarea izvoarelor cu ajutorul tuburilor verticale de ceramică perforate.

Dacă apele unor izvoare ascendente servesc la alimentarea unor centre populate, se iau măsuri speciale de protecție. După ce a fost înlăturat stratul de pământ ce acoperă izvorul, până la roca din care iese, se construiește o cameră de captare de forma unui cheson deschis (fig. 1.105), cu fundul (prevăzut cu filtru din pietriș și nisip) până la ieșirea izvorului.

Captarea cea mai simplă a izvoarelor ascendente se face prin anrocamente acoperite cu un strat de argilă (fig. 1.106).



**Fig. 1.105.** Schema captării unui izvor ascendent.

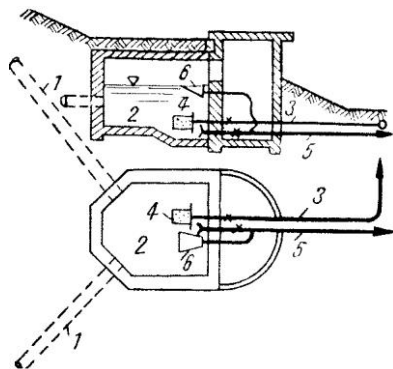


**Fig. 1.106.** Captarea simplă a unui izvor ascendent, prin anrocamente: a – secțiune transversală; b – plan.

În cazul folosirii apei provenite din izvoare, pentru irigații sau alte cerințe, interesează gradul – indicele – de asigurare al debitelor  $K$ , care reprezintă raportul dintre  $Q_{\max}$  și  $Q_{\min}$  și care poate avea valori între 1 – pentru izvoare foarte bune și 50 pentru izvoare nefolosibile.

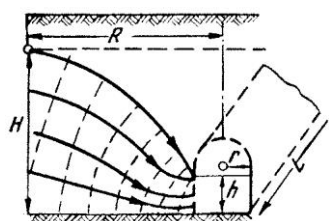
În cazul când izvorul nu este concentrat, ci se găsește situat de-a lungul versantului (fig. 1.107, D. Pavel), apa se colectează prin linii de drenuri 1 (cu fante, barbacane filtrante sau galerii) și este adusă la camera 2, din care prin conductă 3, prevăzută cu sorbul 4, este transportată la locul de distribuție, gravitațional sau prin pompare.

Surplusul de apă se evacuează prin conductă de fund 5, prevăzută cu preaplinul 6.



**Fig. 1.107.** Captarea izvoarelor repartizate de-a lungul versantului.

Debitul stratului freatic care se scurge spre drenul sau galeria drenantă ce se consideră că-l captează integral pe lungimea  $L$ , cu nivel liber (fig. 1.108, D. Pavel) se calculează prin relațiile:



**Fig. 1.108.** Schema captării izvoarelor pe lungimea  $L$ .

$$Q = Lyv = Lyk \frac{dy}{dx} \quad (1.130)$$

și integrând:

$$Q \int_0^R dx = Lk \int_0^H y dy \quad (1.131)$$

sau

$$Q(R-r) = Lk \frac{H^2 - h^2}{2} \quad (1.130'')$$

de unde

$$Q = \frac{Lk}{2} \frac{H^2 - h^2}{R-r} \left[ \frac{m^3}{s \cdot dr n} \right] \quad (1.131)$$

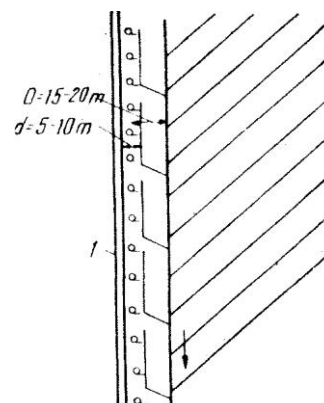
și

$$q = \frac{k}{2} \frac{H^2 - h^2}{R-r} \left[ \frac{m^3}{s \cdot ml} \right] \quad (1.132)$$

### 1.3.5. DRENAJE PENTRU DESECAREA TERENURILOR OCUPATE DE PARCURI, PEPINIERE ȘI LIVEZI

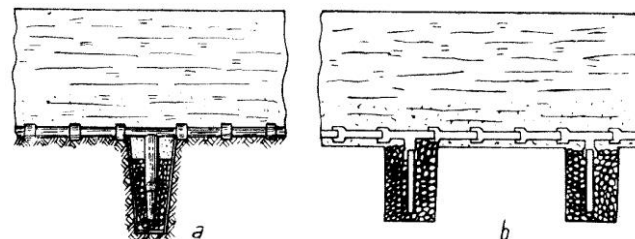
Pe terenurile ocupate cu parcuri, livezi și pepiniere, conductele obișnuite ale drenajului orizontal sunt deranjate sau înfundate de rădăcinile arborilor, din care cauză trebuie trasate la o distanță de 15-20 m de arbori (fig. 1.109) mai ales dacă aceștia sunt plop, sălcii etc.

sau trebuie folosite tuburi îmbinate prin mufe etanșe, sau capetele lor trebuie tratate cu carbolineum pentru a împiedica pătrunderea rădăcinilor.



**Fig. 1.109.** Trasarea drenurilor în apropierea perdelor de protecție.

Rezultate satisfăcătoare în desecarea plantațiilor îl dă sistemul de drenaj Rérolle (fig. 1.110), care constă din conducte orizontale formate din tuburi de ceramică, îmbinate etanș prin manșoane cimentate sau mufe, prevăzute cu puțuri absorbante (la câte 5 m), umplute cu pietriș și prevăzute cu câte un tub vertical de drenaj, care conduce apa colectată de pe terenul desecabil în conducte. Instalația funcționează în sifon (v. cap. 7, „Sistem cu vacuum”).



**Fig. 1.110.** Scheme de construirea drenajului Rérolle:  
a – îmbinarea cu manșoane cimentate;  
b – îmbinarea cu mufe.

### 1.3.6. DRENAJE PENTRU EVACUAREA APEI ÎN CENTRELE POPULATE ȘI PE ȘANTIERELE DE CONSTRUCȚII

Stagnarea apei la suprafața solului, precum și prezența apei freatice imediat în apropierea acestuia împiedică executarea lucrărilor, în special a celor de fundații și influențează în mod nefavorabil sănătatea locuitorilor.

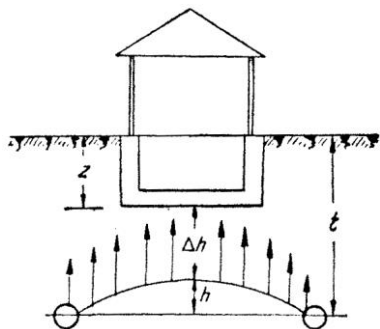
Drenajele care se aplică acestor terenuri nu diferă ca poziție de drenajele menționate până acum: orizontale, verticale sau combinate; ele au însă unele caracteristici legate de specificul lucrării, permițând clasificarea lor în: drenaj sistematic; drenaj frontal de



centură; drenaj circular; drenaj riveran, drenaj de fundație; drenaj cu filtre aciculare; electrodrename.

Atunci când pentru construcții subterane se impune o completă lipsă de umiditate, este necesar ca adâncimea curbei de depresiune să fie atât de mare, încât nici zona de ridicare capilară a apei să nu atingă bazele construcțiilor (fig. 1.111). În acest caz, adâncimea  $t$  de amplasare a drenurilor, ținându-se seama și de tasarea  $\Delta t$ , se stabilește prin relația:

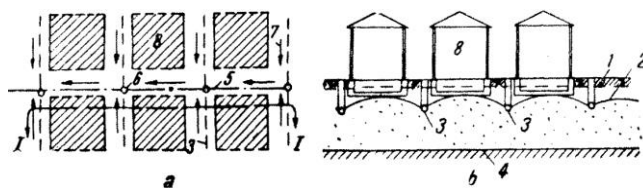
$$t = Z + \Delta h + h + \Delta t \quad (1.133)$$



**Fig. 1.111.** Schema amplasării drenurilor pentru asigurarea evacuării apei din terenul de fundație.

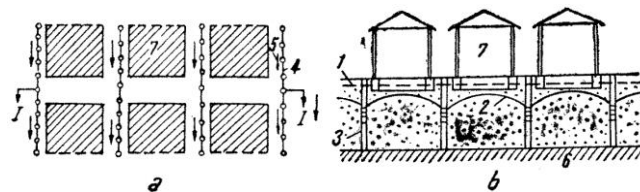
a. *Drenajul sistematic.* Drenajul sistematic, aplicabil terenurilor industriale sau centrelor populate, este compus dintr-un sistem uniform de drenuri orizontale, verticale sau combinate, așezate la distanță și adâncime necesară coborârii nivelului apei freatice, la cota cerută.

În figura 1.112 se vede schema amplasării unui drenaj sistematic orizontal, indicat a fi folosit atunci când sursele de alimentare a apelor freatice sunt: precipitațiile atmosferice, apele de suprafață provenite de pe un teren străin, sau chiar apele uzate locale, deci atunci când un strat acvifer subțire se găsește atât de aproape de suprafața terenului, încât este influențat de cel mai mic aflux de apă.



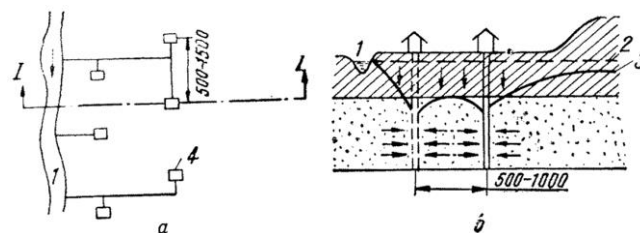
**Fig. 1.112.** Schema drenajului sistematic de tip orizontal: a – plan; b – secțiunea I-I; 1 – nivelul inițial al apelor freatice; 2 – nivelul scăzut (după drenare) al apelor freatice; 3 – drenuri absorbante; 4 – strat impermeabil; 5 – dren colector; 6 – cămine de control; 7 – direcția de scurgere; 8 – construcții.

În figura 1.113 se arată schema amplasării unui drenaj sistematic vertical, care constă din puțuri tubulare așezate destul de uniform pe suprafața desecabilă și se aplică când stratul acvifer este alimentat de ape subterane sub presiune.



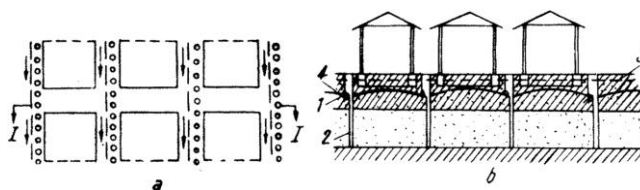
**Fig. 1.113.** Schema drenajului sistematic de tip vertical: a – plan; b – secțiunea I-I; 1 – nivelul inițial al apelor freatice; 2 – nivelul scăzut (după drenare) al apelor freatice; 3 – drenuri verticale; 4 – dren colector; 5 – direcția scurgerii; 6 – strat impermeabil; 7 – construcții.

O variantă a drenajului sistematic vertical este *drenajul californian*, prin puțuri împrăștiate pe teritoriul desecabil, la distanță de 500-1500 m unul de altul (fig. 1.114) și cu evacuare descentralizată.



**Fig. 1.114.** Schema drenajului vertical cu evacuarea descentralizată: a – plan; b – secțiunea I-I; 1 – râu; 2 – nivelul inițial al apelor freatice; 3 – nivelul scăzut (după drenare) al apelor freatice; 4 – puțuri.

În cazul când alimentarea cu apă a stratului acvifer se face concomitent, atât de jos cât și de sus se poate aplica cu bune rezultate *drenajul combinat* (fig. 1.115).



**Fig. 1.115.** Schema drenajului combinat: a – plan; b – secțiunea I-I; 1 – drenuri orizontale; 2 – drenuri verticale; 3 – nivelul inițial al apelor freatice; 4 – nivelul scăzut (după drenare) al apelor freatice.

b. *Drenajul frontal – de centură.* Rolul drenajului frontal este de a intercepta curentul apelor subterane ce se scurg dinspre terenuri înalte spre teritoriul desecabil.

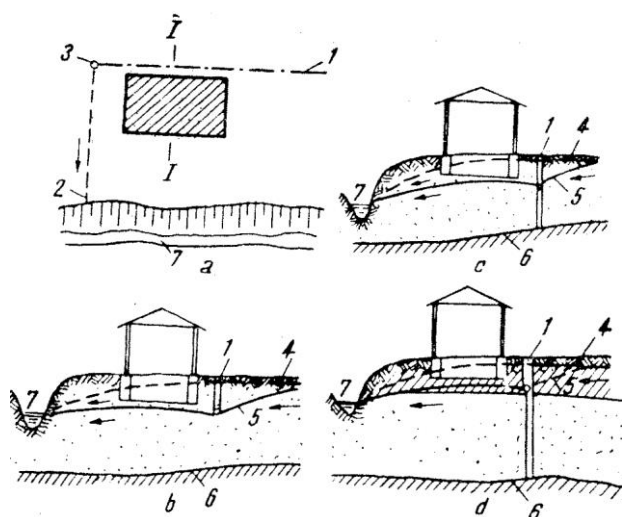
În funcție de condițiile hidrogeologice și economice, drenajul frontal poate fi și el orizontal, vertical sau combinat (fig. 1.116).

Dacă condițiile hidrogeologice permit, se poate adopta metoda de drenaj prin puțuri absorbante (fig. 1.117), a căror amplasare are loc tot de-a lungul marginii amonte a terenului desecabil.

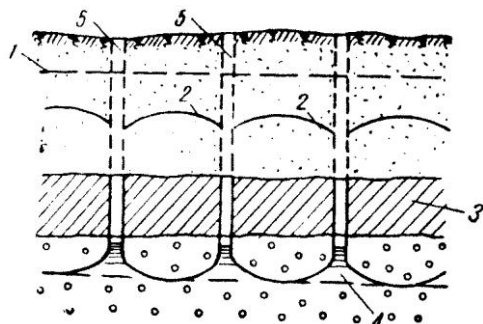
c. *Drenajul circular.* După cum arată și numele, drenajul circular are rolul de a apăra subsolul unei clă-

diri sau al unui centru de construcții, de jur împrejur, împotriva apelor freatice ridicate. Pentru aceasta, obiectivul desecabil se înconjură complet cu una sau mai multe linii de drenaj, care coboară nivelul apei freatice la adâncimea cerută (fig. 1.118).

Din punctul de vedere al poziției drenurilor, impuse de condițiile hidrogeologice și sursele de apă, drenajul circular se împarte și el în: orizontal, vertical și combinat.

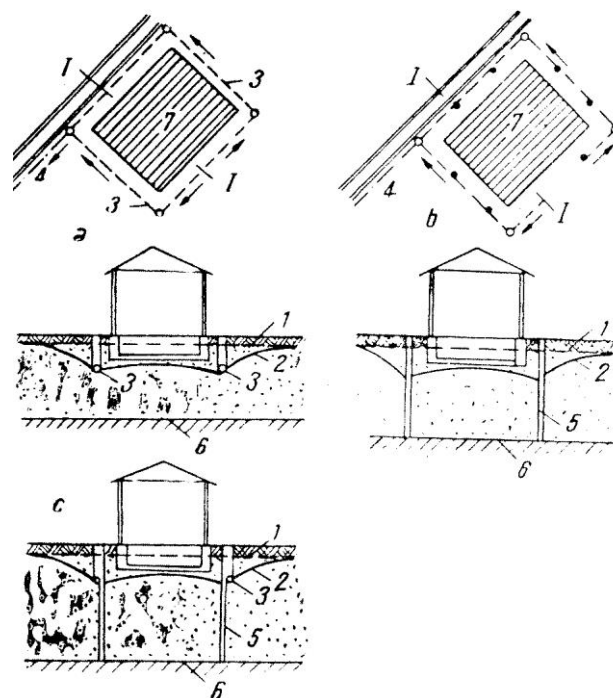


**Fig. 1.116.** Schema drenajului frontal de centură: a - plan; b - tip orizontal; c - tip vertical; d - tip combinat; 1 - dren frontal - de centură; 2 - colector; 3 - puț de control; 4 - nivelul inițial al apelor freatice; 5 - nivelul scăzut (după drenare) al apelor freatice; 6 - strat impermeabil; 7 - râu.

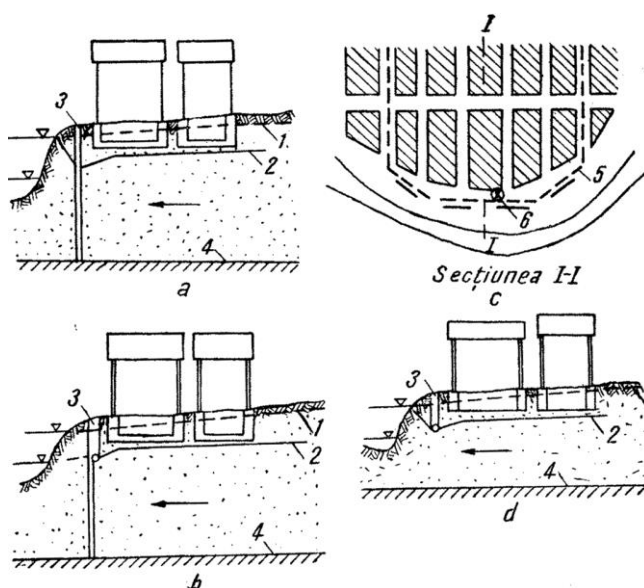


**Fig. 1.117.** Drenajul frontal cu puțuri absorbante: 1 - nivelul inițial al apelor freatice; 2 - nivelul scăzut al apelor freatice; 3 - strat impermeabil; 4 - strat permeabil; 5 - puțuri de drenaj (recipientul).

d. *Drenajul riveran.* Dacă pe un teren învecinat cu un râu și ocupat de construcții se constată o urcare a nivelului apelor freatice, din cauza construcției ulterioare și a unor instalații hidrotehnice pe acel râu, trebuie luate măsuri pentru coborârea lui la nivelul inițial. Metoda care se recomandă pentru aceasta este *drenajul riveran*. Aceasta constă din amplasarea, paralel cu râul, a unei centuri de drenuri (fig. 1.119), îngropate la o adâncime astfel calculată, ca nivelul apelor freatice să revină la cel dinaintea construcției instalației hidrotehnice.



**Fig. 1.118.** Schema drenajului circular: a - de tip orizontal; b - de tip vertical; c - de tip combinat; 1 - nivelul inițial al apelor freatice; 2 - nivelul coborât (după drenare) al apelor freatice; 3 - drenuri absorbante; 4 - dren colector; 5 - puț de drenaj; 6 - strat impermeabil; 7 - clădire.



**Fig. 1.119.** Schema de amplasare a drenajului riveran: a - drenaj tip vertical; b - drenaj tip combinat; c - plan; d - drenaj tip orizontal; 1 - nivelul inițial al apelor freatice; 2 - nivelul scăzut (după drenare) al apelor freatice; 3 - dren; 4 - strat impermeabil; 5 - traseul drenului transversal; 6 - instalație de pompare.

Drenajul riveran poate fi și el realizat într-una din cele trei forme existente: orizontal, vertical sau combinat. Dintre acestea, o sferă mai mare de aplicare o are drenajul vertical sub formă de perdea filtrantă.

În cazul drenajului riveran orizontal, linia drenurilor este perpendiculară pe direcția curentului de filtrație (fig. 1.120), iar ramurile  $L$  ale drenului converg în pantă spre colectorul 1.

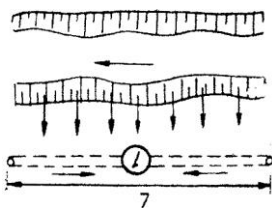


Fig. 1.120. Captarea apei infiltrată prin malul râului.

Debitul care se infiltrează prin malul râului  $Q$ , pentru lungimea brațelor drenului  $L$ , se află cu relația (1.134) (fig. 1.121).

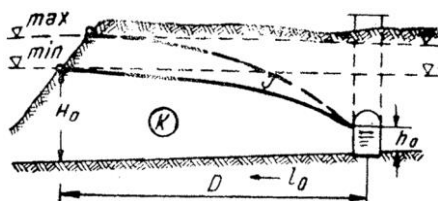


Fig. 1.121. Captarea apei prin drenul riveran.

$$Q = \frac{kL}{2D} (H_0^2 - h_0^2) \quad (1.134)$$

sau, cunoscându-se debitul ce se infiltrează  $Q$ , se află lungimea de captare  $L$ , din relația 10.134.

În cazul drenajului vertical, debitul este dat de relația:

$$q = \pi k \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{2D - r}{r}} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \text{ și puț} \quad (1.135)$$

în care:

$h$  este grosimea stratului filtrant (alimentat de râu), în care se construiește puțul;

$H$  – nivelul maxim în râu (până la roca de bază);

$D$  – distanța de amplasare a drenului față de malul râului (la intersecția nivelului de calcul cu malul),

$$D = \sqrt{\frac{3qT}{2\pi h_m k}};$$

$T$  – timpul de infiltrație pe distanța  $D$ ,

$$T = k \int_0^D \frac{dD}{v} \quad [\text{s}];$$

$r$  – raza drenului.

În cazul unor terenuri de construcție și chiar al unor terenuri agricole îndiguite, în afară de aplicarea drenajului riveran pentru protecția acelor terenuri, se execută și drenarea digurilor (fig. 1.122).

Prin drenajul riveran pot fi evacuate și apele freatice sosite din terenurile învecinate mai înalte, precum și acelea care se infiltrează prin diguri sau prin maluri (fig. 1.123), în cazul unor lunci înguste – ca cele

ce însoțesc o parte din râurile interioare din Podișul Moldovenesc.

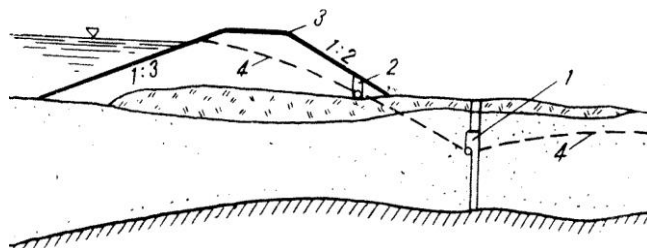


Fig. 1.122. Schema de amplasare și funcționare a drenajului riveran combinat cu drenajul digurilor: 1 – drenajul riveran; 2 – drenajul digurilor; 3 – dig; 4 – curba de depresie în cazul acționării comune a drenajului (riveran și al digului).

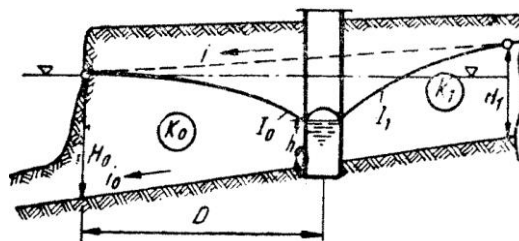


Fig. 1.123. Captarea apelor infiltrate din râu și din versant.

Debitul total ce se infiltrează pe lungimea  $L$  (de-a lungul râului, respectiv versantului) în condițiile indicate în figura 1.123 este:

$$Q = \frac{K_0 L}{2D} (H_0^2 - h_0^2) + LK_1 i (H_1 - h_0) \quad [\text{m}^3/\text{s}] \text{ și dren} \quad (1.136)$$

e. *Drenajul de fundație.* Drenajul de fundație are un rol preventiv și se execută concomitent cu construcția respectivă. În cazul clădirilor (fig. 1.124), pe conturul interior al construcției, se fac în terenul de sub fundație mici șanțuri, în care se așază într-un strat filtrant ( $a = 20$  cm) tuburi de drenaj ( $d = 5-10$  cm). Conductelor rezultate li se imprimă o pantă înspre recipient, respectiv spre rețeaua de canalizare a centrului populat sau industrial.

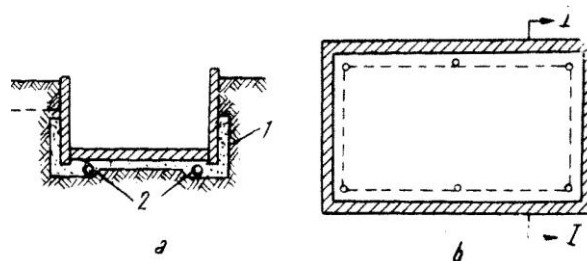
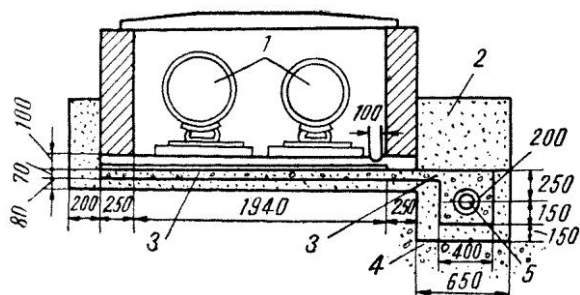


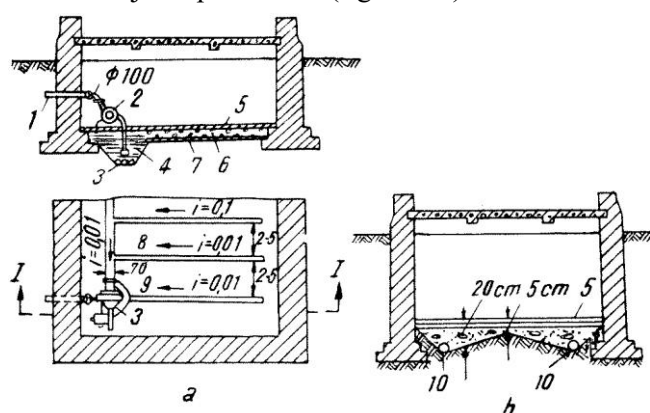
Fig. 1.124. Schema drenajului de fundație la clădiri: a – secțiunea I-I; b – plan; 1 – nisip grosier; 2 – drenuri.

În cazul drenării de terenuri de fundație pentru galerii, în care se instalează conducte speciale ce trebuie ferite de umiditate, drenul se așază într-o parte a construcției galeriei; în figura 1.125 se dă un exemplu, cu dimensiuni.



**Fig. 1.125.** Schema drenajului fundației unei galerii:  
1 – conducte ce trebuie ferite de umezeală; 2 – nisip de râu;  
3 – strat de pietris; 4 – strat de prundis; 5 – dren.

*Dacă după terminarea construcției se constată o ridicare a nivelului apei freatice, se recurge la facerea unui drenaj sub pardoseală (fig. 1.126).*



**Fig. 1.126.** Drenajul subsolului clădirilor: a – secțiunea I-I și plan; b – secțiune transversală; 1 – conductă de refulare în canalizare; 2 – pompă acționată mecanic sau manual; 3 – bazin de colectare; 4 – jgheab din beton de 10 x 10 cm; 5 – pardoseală; 6 – plăci de beton; 7 – strat de fundație; 8 – șanț de 20 x 10 cm; 9 șanț de 10 x 10 cm; 10 – tuburi de drenaj din beton sau ceramică.

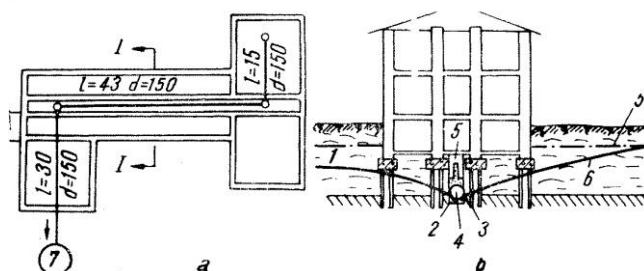
Un interes deosebit poate prezenta drenarea fundațiilor *clădirilor ce se construiesc pe terenuri turbatoase*, sub care se găsește un strat de argilă.

În această situație, clădirea se construiește pe piloți bine încastrați în stratul de argilă (fig. 1.127), iar sub fundație se amplasează o conductă de drenaj cu pantă spre un recipient.

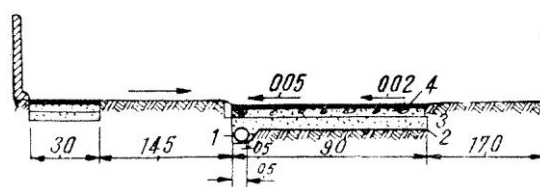
*Drenajul de fundație se aplică și la construcția șoselelor, străzilor și chiar a liniilor de tramvai, atunci când terenul de fundație al acestora este compus din particule nisipo-lutoase, fine și prăfoase, supraumezite, care prin înghețare, pot provoca deteriorarea îmbrăcăminte (fig. 10.128).*

*La marile canale de irigație*, alimentare cu apă etc., căptușite cu dale de beton sau cu un alt material, aceste căptușeli sunt susceptibile de a fi deteriorate de subpresiunea creată prin ridicarea continuă a apei freatice, ceea ce stânjenește buna funcționare a canalelor. Cea mai importantă măsură de siguranță constă în dre-

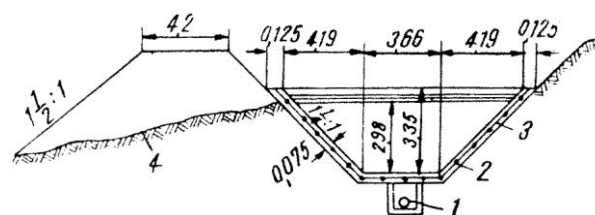
narea fundației lor, pentru a asigura menținerea scăzută a nivelului apei freatice (în figura 1.129 se dă un exemplu).



**Fig. 1.127.** Schema de drenare a subsolului unei clădiri construite pe turbă: a – plan; b – secțiune; 1 – turbă; 2 – nisip grosier; 3 – pietriș; 4 – tub de drenaj; 5 – nivelul inițial al apelor freatice; 6 – curba de depresie a apelor freatice; 7 – rezervorul stației de pompare.

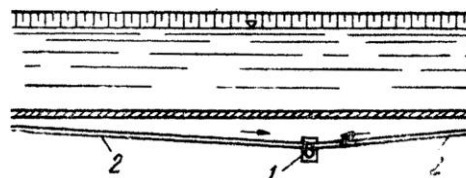


**Fig. 1.128.** Drenarea fundației unui drum: 1 – tub de drenaj;  
2 – pat format din material filtrant; 3 – fundație;  
4 – îmbrăcămintă.



**Fig. 1.129.** Exemplu de drenare a unui canal de irigație captușit cu beton armat: 1 – drenaj longitudinal; 2 – armătură transversală ( $\varnothing = 0,9$  cm, cu  $l = 60$  cm); 3 – armătură longitudinală ( $\varnothing 0,9$  cm, cu  $l = 30$  cm); 4 – suprafața naturală a terenului.

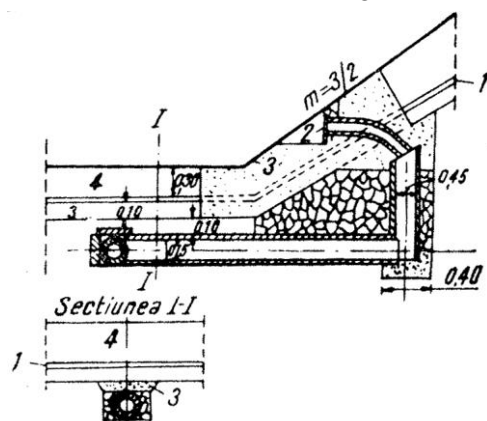
În cazul unor canale largi, se așază în sectorul de subpresiune două șiruri de drenuri, care pe distanța de 100-300 m pot avea pante diferite, ca în figura 1.130, pentru a putea evacua într-un recipient comun apa colectată pe o distanță dublă.



**Fig. 1.130.** Secțiune longitudinală printr-un canal betonat și drenat; 1 – drenuri transversale; 2 – drenuri longitudinale

Uneori, la canale mari, evacuarea apei colectate prin drenajul longitudinal al fundației se poate face chiar în canalul respectiv (prin vană automată, coman-

dată de nivelul apei în canal sau de cel freatic), cum este cazul canalului Marna-Saone (fig. 10.131).



**Fig. 1.131.** Secțiune prin fundația canalului Marna-Saone:  
1 – șapă; 2 – vană; 3 – beton; 4 – strat de pământ.

f. *Drenaje cu filtre aciculare (puțuri-filtre) și prin electro drenaj.* În multe cazuri, execuția unor obiective hidrotehnice sau de alt ordin întâmpină dificultăți din cauza condițiilor hidrogeologice: nivel freatic ridicat, scurgeri subterane abundente spre zona de fundație a construcției, stratificații variate cu materiale ușor friabile etc.

Tehnica noastră a trebuit să facă față unor probleme extrem de dificile de protejare a fundațiilor (contra apelor subterane) unor stații de pompare (Cenad, Flămânda – Seaca, Hârșova ș.a.), sau unor canale de evacuare (Hârșova – Ciobanu ș.a.). Metodele folosite au variat: pereți de palplanșe (lemn sau metalice), filtre aciculare ș.a. Se folosesc în tehnică, pentru protejarea incintelor, o serie de metode, dintre care unele de izolare prin impermeabilizare definitivă (de exemplu prin gel-beton – metodă adoptată la digurile de apărare ale hidrocentralelor Bacău I și II), iar altele de coborâre provizorie, pe timpul construcției, a nivelului freatic – prin filtre aciculare, prin electroosmoză ș.a.

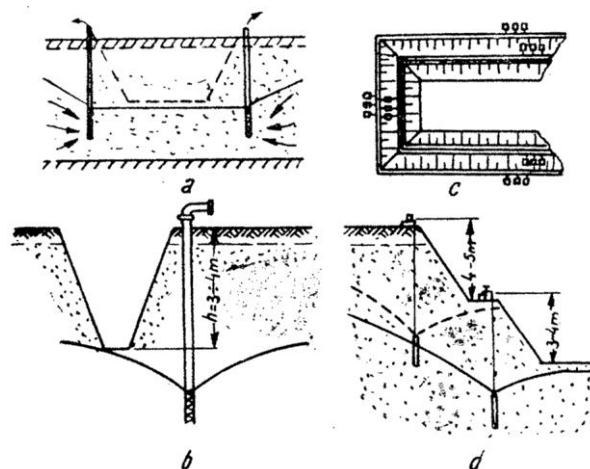
*Drenajele cu filtre aciculare* pot folosi diferite tipuri de instalații, ca: agregate de filtre aciculare cu pompe amorsate, filtre cu ejector cu pompe centrifuge așezate la suprafața terenului și puțuri filtrante (în foraje) cu pompe submerse.

Filtrele aciculare se amplasează la distanțe de 0,80-1,30 m de jur împrejurul obiectivului – în construcție – ce trebuie protejat, realizând coborâri ale nivelului freatic de 3-4 m (amplasare neetajată – fig. 1.132 a, b) și până la 10-15, (amplasare etajată – fig. 1.132 c, d).

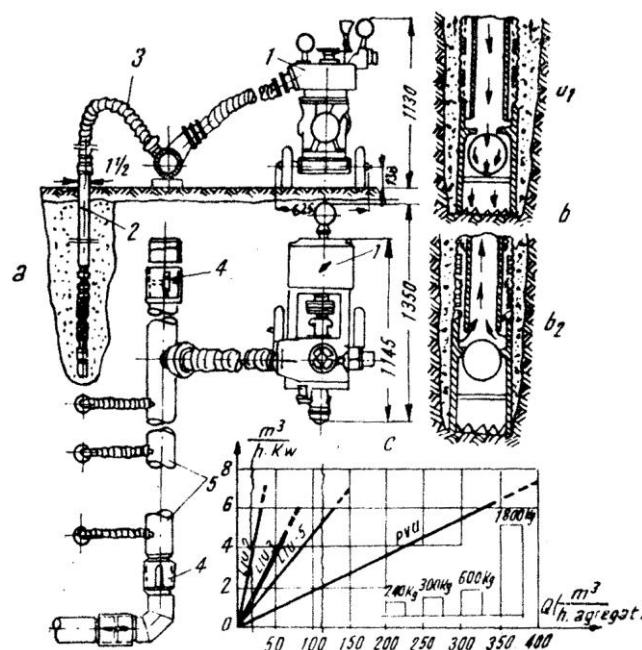
Pentru coborâri mai importante ale apelor subterane (10-20 m) se folosesc instalații cu ejector de adâncime; iar pentru coborâri  $> 20$  m se folosesc puțuri filtrante (foraie cu pompe de adâncime).

În figura 1.133 este dată schema instalației de filtre aciculare tip LIU-3 și caracteristicile principale

ale unor tipuri de instalații sovietice cu folosință mai largă (PVU, UU-3, LIU-2, LIU-5).



**Fig. 1.132.** Schema amplasării și funcționării filtrelor aciculare: a – cazul general; b – așezarea instalației de filtre aciculare pentru o tranșee; c și d – așezarea etajată a instalațiilor de filtre aciculare în vederea coborârii nivelului apei pentru o săpătură.



**Fig. 1.133.** Instalații de filtre aciculare: a – schema instalației LIU-3; b – schema de lucru a supapei de la baza filtrului; c – caracteristicile funcționale ale unor instalații de filtre aciculare; 1 – agregat de pompare; 2 – filtru acicular; 3 – legătură elastică; 4 – mufa de legătură; 5 – colector absorbant;  $b_1$  – perioada de înfigere în teren;  $b_2$  – perioada de pompare.

La proiectarea sistemului de drenaj cu filtre aciculare cu funcționare concomitentă, interesează (fig. 1.134): săgeata curbei de depresie  $z_0$  față de stratul impermeabil de bază; nivelul piezometric  $z_r$  al puțului situat la mijlocul conductei de colectare; debitul total ce trebuie pompat  $Q_p$ .

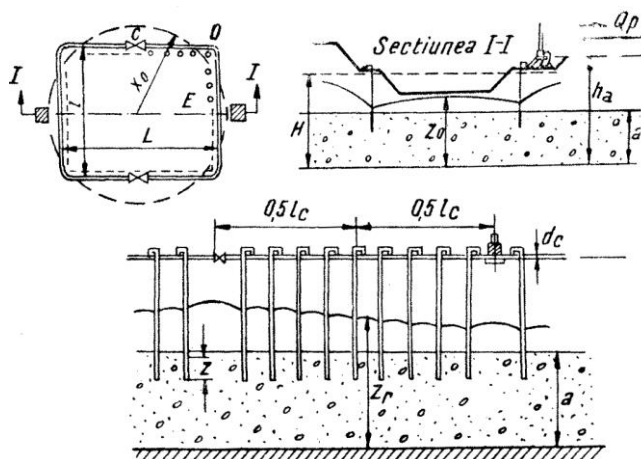


Fig. 1.134. Schema de calcul în cazul instalației inelare de filtre aciculare.

După R.R. Argunov (H. Lehr și colab., 1963), coborârea  $S$  a nivelului freatic într-un punct oarecare  $M$ , datorită unui singur filtru, se află cu:

$$S = \frac{q}{2\pi ka} \left[ \frac{a-l}{l} \left( \operatorname{arcsch} \frac{l}{x} - \operatorname{arcsch} \frac{l}{R} \right) + \ln \frac{R}{x} \right] \quad (1.137)$$

în care:

$q$  este debitul pompat din filtru acicular;

$k$  – coeficientul de infiltrație al pământului;

$a$  – grosimea stratului acvifer;

$l$  – lungimea părții filtrante;

$x$  – distanța (pe orizontală) dintre filtru și punctul considerat  $M$ ;

$R$  – raza de acțiune a filtrului.

În cazul așezării filtrelor într-un contur circular sau o altă formă (pătrat, dreptunghi), la care raportul laturilor să fie  $< 1,5$ , coborârea nivelului freatic în centrul incintei este:  $S_c = n \cdot S$ .

În cazul filtrelor cu ejector, debitul de pompare (la care se calculează instalația) se poate afla cu formula:

$$Q = \frac{\pi ka \left( 1 + \frac{P_{vac}}{a} \right)}{\ln \frac{R}{r}}$$

în care:

$a$  este grosimea stratului acvifer;

$P_{vac}$  = vacuumul efectiv menținut în jurul filtrului, care se determină ținându-se seama de pierderile de presiune prin filtru;

$L$  – lățimea zonei de depresionare a apei subterane;

– restul termenilor au aceeași semnificație ca în relația 1.137.

*Electrodrenajul* a devenit necesar din cauza eficienței reduse a drenajelor descrise (drenaje orizontale,

verticale, filtre vacuumate ș.a.) în terenurile cu permeabilitate foarte redusă ( $k < 0,1$  m/zi).

Drenajul electric se bazează pe dirijarea curentului de apă subteran prin electroosmoză (în pământuri, curentul electroosmotiv este dirijat dinspre anodi spre catodi).

O așezare rațională a electrozilor poate conduce – dirija – curentul subteran în direcția dorită, în scopul combaterii fenomenelor de instabilitate a taluzelor, datorită acțiunilor hidrodinamice (fig. 1.135 – R. Bally – 1957, după Casagrande).

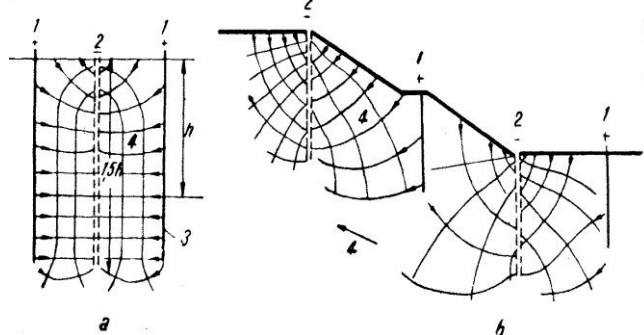


Fig. 1.135. Scheme de aplicare a electroosmozei pentru schimbarea direcției curentului de apă subterană:

a – apărarea unei gropi de fundație; b – prevenirea alunecării unui taluz; 1 – anodi; 2 – șir de țevi (catodi); 3 – perete de palplanșe; 4 – direcția curentilor de apă.

Metoda de drenaj electroosmotivă intensifică acțiunea infiltrației cu filtre aciculare – care sunt legate de catodul unei surse de curent electric continuu – în dreptul cărora se înfig niște tuburi (sau bare) metalice, care sunt legate la anodul aceleiași surse de curent (fig. 1.136).

Instalația din figura 1.136 asigură drenarea pământurilor cu  $k \sim 0,02$  m/zi.

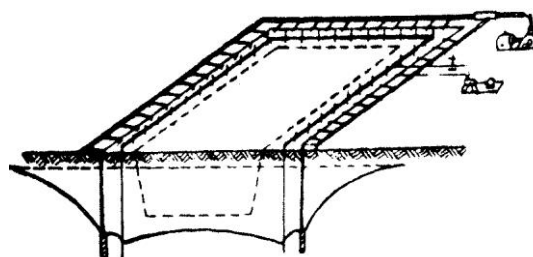


Fig. 1.136. Schema drenării cu ajutorul electroosmozei folosind filtre aciculare drept catod.

În funcție de compoziția granulometrică a pământului, domeniul de aplicare al drenării electroosmotice este reprezentat (Casagrande) în graficul din figura 1.137.

Consumul de energie electrică pentru drenare se apreciază la 0,1-1,0 kWh/m<sup>3</sup> (la pământul tratat) la săpături de dimensiuni mari și poate ajunge până la 10 kWh/m<sup>3</sup> la săpături de dimensiuni mici.

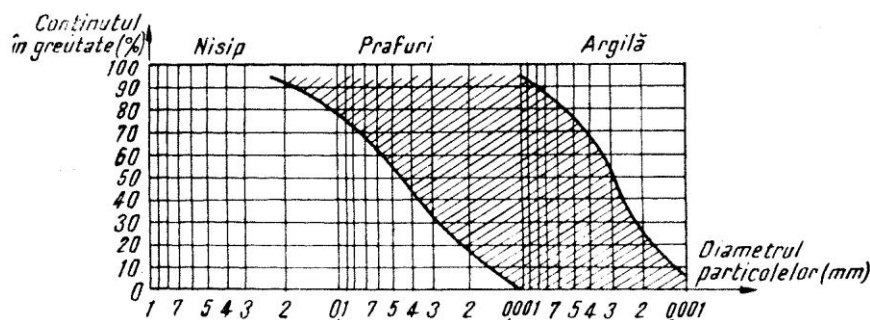


Fig. 10.137. Limitele de aplicare a drenării electroosmotice.

### 1.3.7. DRENAJE PENTRU ASIGURAREA STABILITĂȚII MASELOR DE PĂMÂNT ALUNECĂTOARE

O problemă importantă economico-socială și chiar națională este pentru țara noastră *stăvilirea alunecărilor de teren* din regiunile carpatice și subcarpatice și alte zone.

În general se pot tipurile de alunecări: *curgeri de teren*; *alunecări foarte mici*; *alunecări propriu-zise*; *alunecări cu surpări*.

Apa infiltrată într-un versant până la suprafața de alunecare, formată dintr-un strat impermeabil, reprezintă elementul principal care dezlănțuie alunecarea, dacă este în exces. În concluzie, interceptarea pânzei de apă freatică și a apelor de suprafață este prima problemă care trebuie luată în studiu la alegerea metodelor de luptă împotriva alunecării și care se realizează prin:

- Izolarea masivului de teren expus alunecării de afluența apelor de suprafață și freactice sosite de pe terenuri mai înalte, prin executarea de canale de coastă și conducte de drenaj adânci.

- Desecarea suprafeței de alunecare, a diferitelor straturi ale terenului.

- Prevenirea sau micșorarea umidității prea abundente a terenului, prin canale de desecare deschise, prin drenuri transversale sau longitudinale.

- Asigurarea stabilității bazei masivului alunecător prin sprijinirea lui cu construcții adecvate (taluz cu pantă dulce, ziduri de sprijin, baraje, contraforți etc.).

- Regularizarea cursurilor naturale de apă de lângă piciorul versantului.

Pentru interceptarea și scurgerea apelor de suprafață sunt indicate șanțuri de colectare deschise; pentru apele freactice aflate la adâncime mai mică sunt indicate drenurile; iar pentru apele subterane aflate la adâncimi mari – de câțiva metri – sunt indicate galeriile drenante adânci.

Canalele de colectare se fac de forma unor șanțuri mai largi sau a unor șanțuri de drenaj și adesea pe fundul lor se așază un dren din tuburi de ceramică, pietriș sau rigolă de colectare din zidărie uscată (fig. 1.138).

Aceste șanțuri colectoare trebuie adâncite până sub stratul acvifer.

În cazul construirii unei căi de comunicație pe un versant cu strat acvifer, se poate amenaja un dren colector cu ecran (fig. 1.139) pentru protejarea fundației.

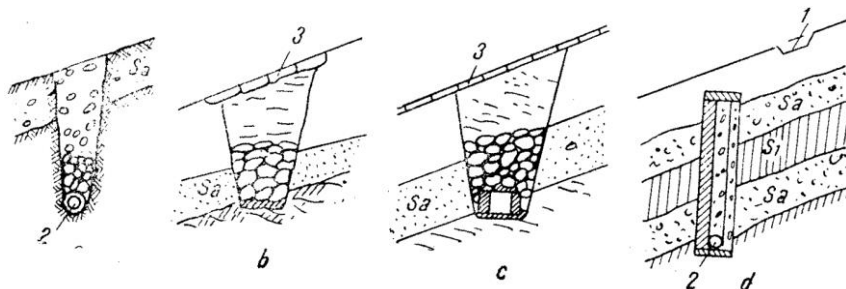


Fig. 1.138. Șanțuri de colectare: a – cu tub de drenaj; b – cu umplutură filtrantă din piatră; c – cu rigolă din zidărie uscată; d – cu dren și șanț de coastă, în cazul a două straturi acvifere; 1 – șanț de coastă; 2 – dren; 3 – brazde de iarbă.

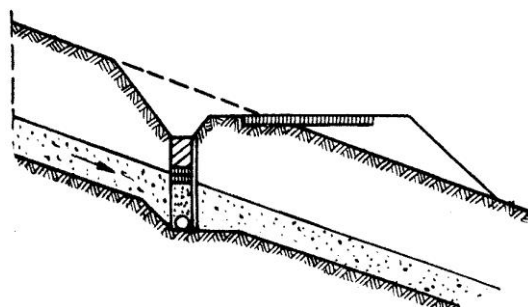


Fig. 1.139. Drenarea unui versant pentru protejarea fundației unei căi de comunicație.

În cazul când există pericolul unei mari alunecări de teren a taluzului unei construcții executate în debleu (canal, cale ferată, șosea etc.) sau a unui versant în a cărui adâncime se găsește un strat acvifer, șanțurile de desecare se amplasează la o oarecare depărtare de taluz (fig. 1.140), săpându-se până la baza stratului acvifer.

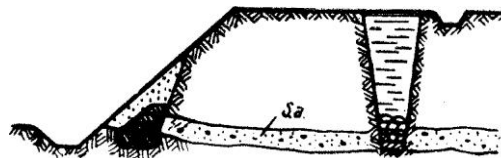


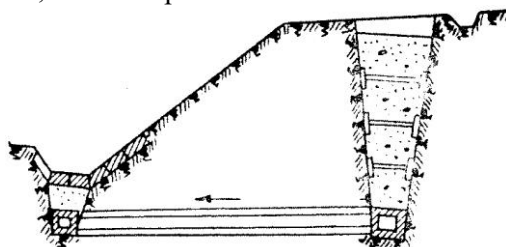
Fig. 1.140. Drenarea taluzului prin canale de desecare și drenuri din piatră.

La piciorul taluzului, în punctul în care stratul acvifer iese la suprafață, se așază un depozit de piatră



brută sau zidărie uscată, cu rol de filtru și de zid de sprijin.

În figura 1.141 este arătat modul de desecare a unui taluz sau versant înalt, la care a fost necesară sprijinirea debleului canalului sau puțului de desecare, ce a fost pus în legătură printr-o galerie cu o rigolă de desecare, situată la piciorul taluzului.

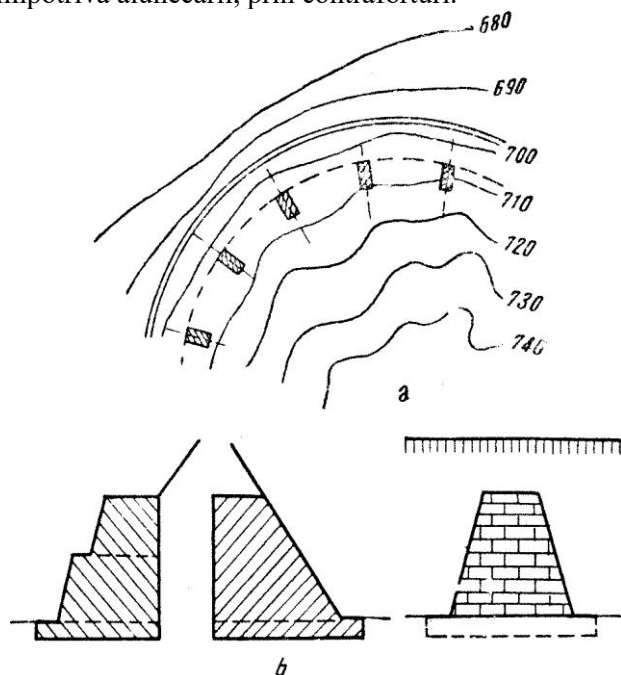


**Fig. 1.141.** Drenarea versantului canale adânci și galerie de legătură.

În cazul când pe lângă drenarea versantului – în special a piciorului acestuia – sprijinirea lui devine necesară, drenurile și șanțurile de desecare se înlocuiesc prin drenuri fără tuburi. Această măsură se execută, când debitul de evacuat este mic, sub diverse forme: contrabanchete (interioare sau exterioare), șanțuri transversale dispuse în arce sau alte forme, contraforți, ziduri de sprijin cu dren, căsoaie ș.a.

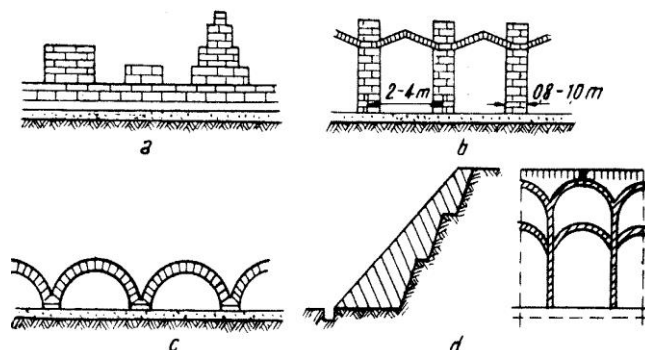
Oricare ar fi forma și materialul contraforturilor, zidurilor de sprijin ș.a., ele trebuie să permită drenarea apelor din spatele lor și colectarea acestora în partea de jos a versantului.

Figura 1.142 reprezintă protejarea unui taluz împotriva alunecării, prin contraforturi.



**Fig. 1.142.** Consolidarea prin contraforturi:  
a – așezarea în plan a contraforturilor;  
b – contraforturi – secțiuni.

În cazul unui versant (sau taluzul unui debleu adânc) cu umiditate abundentă, contraforturile se combină cu drenurile, rezultând „drenuri – contraforturi” (fig. 1.143), care pot avea diferite forme și dimensiuni.



**Fig. 1.143.** Drenuri contraforturi: a – în linii paralele; b – în spic; c – în arcade simple; d – în arcade suprapuse.

Consolidarea cu ziduri de sprijin se poate face în dublu scop: pentru căptușirea (protecția) rocilor alterabile (gresii, șisturi, calcare, roci fisurate, marne) sau pentru acoperirea taluzelor (spre drum sau canal) și pentru rezistență (fig. 1.144).

Rolul drenant al zidului de sprijin nu trebuie pierdut din vedere, motiv pentru care se recomandă construirea acestuia din zidărie uscată sau din beton – cu filtru în spate și barbacane (v. fig. 1.144).

În zonele bogate în piatră și lemn (zonele de munte), consolidarea și drenarea versanților sau taluzelor se poate face și prin pereți sau căsoaie din lemn umplute cu piatră.

În loc de lemn se pot folosi și grinzi din beton armat prefabricat pentru construirea căsoaielor.

### 1.3.8. GENERALITĂȚI ASUPRA DESECĂRII TERENURILOR DE SPORT ȘI AERODROMURILOR

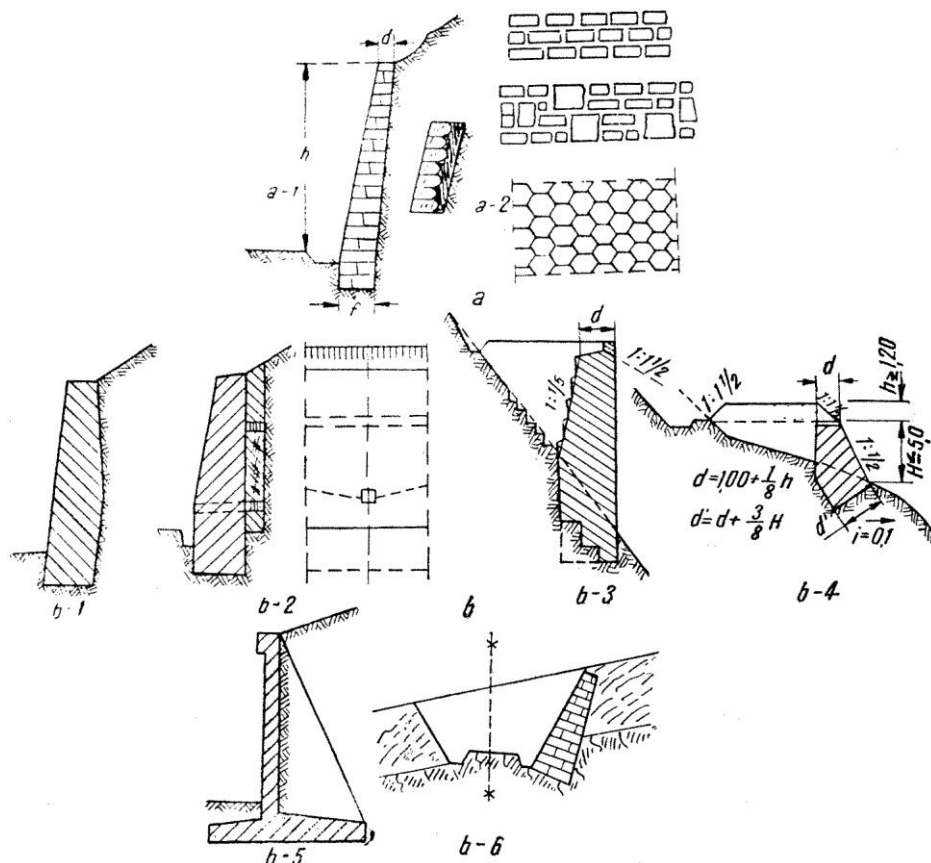
#### 1.3.8.1. Drenaje pentru terenuri de sport

Drenajul care se aplică terenurilor de sport este bazat pe aceleași principii, ca și cel obișnuit: evacuarea la timp a apei în surplus și asigurarea normei de desecare necesară întreținerii vegetației; acesta diferă însă de drenajul obișnuit prin modul de amplasare a drenurilor.

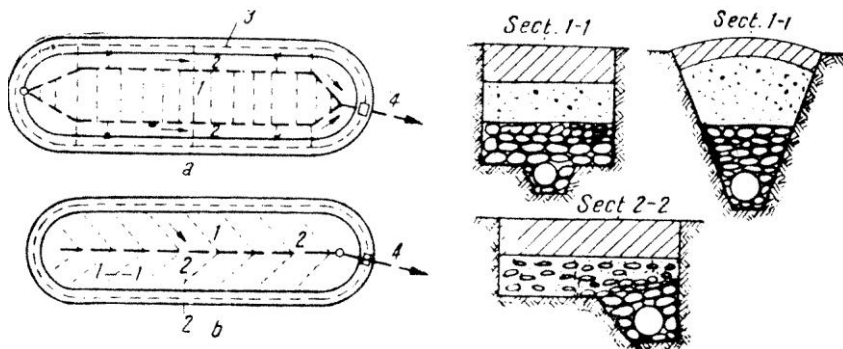
Pe terenurile de sport, drenurile absorbante se pot amplasa în poziție perpendiculară față de latura lungă a terenului (fig. 1.145, a) sau în formă de spic, adică oblic pe axa terenului (fig. 1.145, b).

Adâncimea la care se amplasează drenurile, precum și distanța dintre ele, se calculează în funcție de: sursa (proveniența) apelor; adâncimea la care se găsește stratul impermeabil; timpul în care trebuie evacuată apa etc.





**Fig. 1.144.** Ziduri de sprijin: a – ziduri de căptușire; b – ziduri de sprijin; a<sub>1</sub>, a<sub>2</sub> – zid de căptușire; b<sub>1</sub> – zid de sprijin; b<sub>2</sub> – zid de sprijin cu dren și barbacane; b<sub>3</sub> – zid pentru sprijinirea platformei; b<sub>4</sub> – zid de picior; b<sub>5</sub> – zid de sprijin de beton armat; b<sub>6</sub> – zid de sprijin drenant.



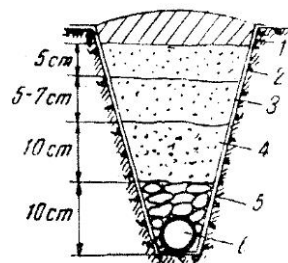
**Fig. 1.145.** Schema de drenare a terenurilor de sport: a – schema perpendiculară; b – schema în spic; 1-1 și 2-2 – secțiuni transversale.

În cazul terenurilor pe care se desfășoară competiții de mare importanță, este necesară asigurarea unei astfel de drenări care să permită evacuarea imediată a apelor rezultate din ploile intense ( $i = 3,1-5,00$  mm/min) și chiar din ploile torențiale ( $i = 5,1-7,0$  mm/min), fără a se întrerupe concursurile. Calculul se poate face pe baza formulelor analizate în cap. 1.2.2. și 1.2.3.

Drenurile pot fi construite din tuburi de ceramică sau beton, precum și sub formă de șanțuri umplute cu piatră sau alt material filtrant. Cel mai eficient drenaj se

realizează însă ca în figura 1.146.

În anumite condiții, când cerințele de drenaj sunt mai reduse, se poate adopta soluția din figura 1.146, chiar fără tub de drenaj.



**Fig. 1.146.** Dren acoperit cu piatră, zgură și nisip: 1 – pământ vegetal – brazde de iarbă; 2 – amestec 25-30% argilă fină, 5-10% nisip, restul zgură Ø < 5 mm; 3 – zgură Ø = 5-30 mm; 4 – zgură Ø > 30 mm; 5 – bolovani de râu; 6 – dren.

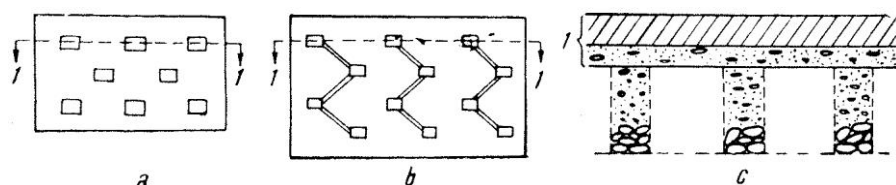
În afară de drenajul orizontal se pot folosi și drenurile de tip vertical, așezate în forma câmpurilor tablei de șah, sau în zigzag (fig. 1.147), cu evacuare în subsol, sau prin sifonare, în afara terenului de sport.

### 1.3.8.2. Drenaje pentru terenuri de aviație

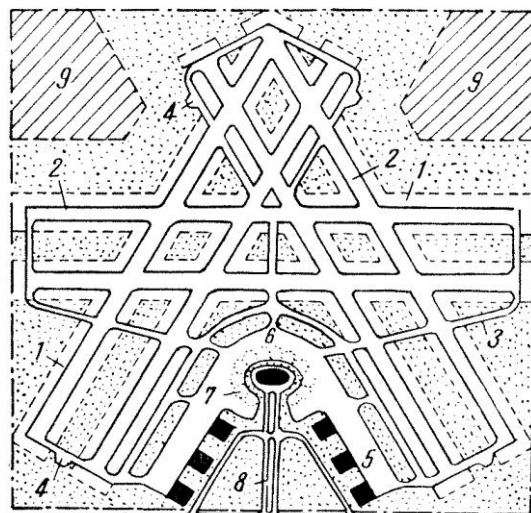
Toate terenurile de aviație, fie ele de tip „neamenajat”, „amenajat” sau „amenajat și dotat”, au între multiplele condiții tehnice pe care trebuie să le îndeplinească și unele care nu pot fi realizate decât prin drenaje adecvate.

Drenajul terenurilor de aviație trebuie să asigure: coborârea nivelului apelor freatice la cel puțin 1,50 m, sub suprafața solului; evacuarea apelor de suprafață provenite din precipitații locale etc. printr-o infiltrație și scurgere rapidă; colectarea și scurgerea separată a apelor provenite de pe terenuri străine.

După ridicarea topografică ( $S = 1:2000$ ) și stabilirea planului de masă (fig. 1.148) în care au fost determinate traseele cu funcțiunile ce vor avea să le îndeplinească benzile de zbor și pistele, se întocmește pianul de drenaj în concordanță cu modul în care sunt dispuse benzile de zbor (fig. 1.149).

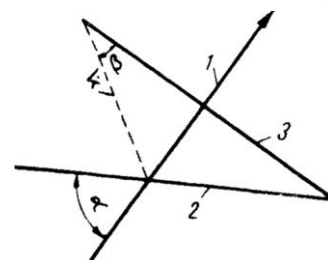


**Fig. 1.147.** Drenaj vertical prin puțuri absorbante: a – amplasate sub formă de șah; b – amplasate în zigzag; c – secțiunea I-I; 1 – strat vegetal în grosime de 30-40 cm.

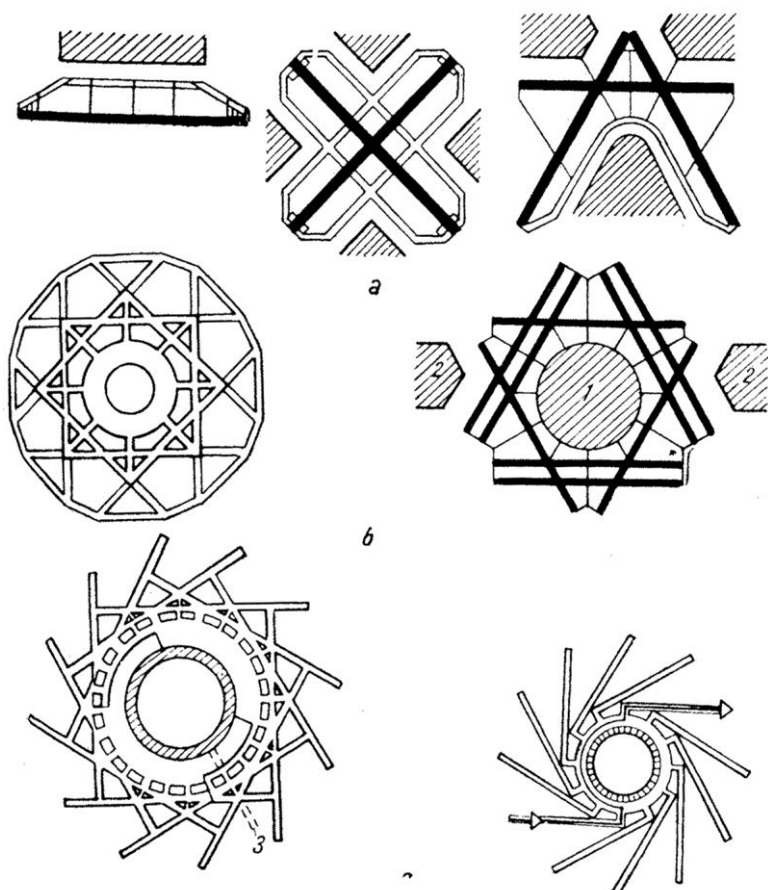


**Fig. 1.148.** Exemplu de plan de masă al unui teren de aviație dotat: 1 – benzi de zbor; 2 – piste; 3 – căi de circulație; 4 – noduri de degajare; 5 – platforme de parcare; 6 – platformă de îmbarcare-debarcare; 7 – sector clădit existent; 8 – drumuri de legătură cu calea publică; 9 – suprafețe rezervate pentru dezvoltarea sectorului clădit.

Pistele (direcțiile de zbor) se aleg în funcție de vânt (fig. 1.150), influențând astfel schema drenajului.



**Fig. 1.150.** Metoda de alegere a direcțiilor de zbor în funcție de vânturi: 1 – pista principală (direcția vântului dominant); 2 – pista A (secundară – pe unul din cele mai frecvente vânturi); 3 – pista B; 4 – bisectoare.

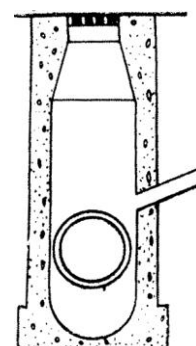


**Fig. 1.149.** Exemple de dispoziții a benzilor de zbor: a – terenuri de zbor cu una, două și trei benzi (partea hașurată reprezintă sectorul clădit); b – benzi de zbor dispuse paralel; c – benzi dispuse tangențial (săgețile și linia groasă indica un circuit complet); 1 – sector clădit central; 2 – sector clădit periferic; 3 – drum subteran pentru legătură cu calea publică.

Sistemul de drenaj practicat este în general cel orizontal cu conducte din tuburi de argilă arsă, din beton și alte materiale, așezate pe fundul unor șanțuri și acoperite cu un strat filtrant peste care se pune pământul vegetal.

Ca și la drenajul orizontal aplicat terenurilor agricole și de sport, apa este colectată de drenuri absorbante al căror mod de amplasare poate fi transversal, longitudinal sau mixt și evacuată în drenurile colectoare.

Pentru ca funcționarea drenajului să poată fi des și minuțios verificată, se construiesc de-a lungul drenurilor colectoare, la câte 100 m, cămine speciale de vizitare (fig. 1.151).



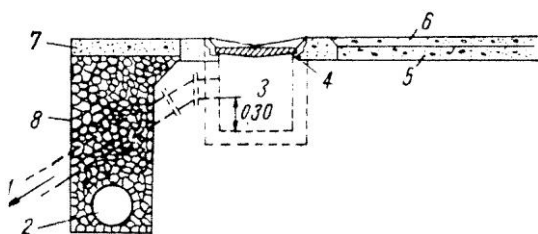
**Fig. 1.151.** Cămin de vizitare la drenul colector.

În funcție de condițiile hidrogeologice, pluviometrice și de modul de funcționare al terenului de aviație, drenajul poate fi extins la întreaga sa suprafață sau limitat la anumite porțiuni ale lui, cum ar fi benzile de zbor, cele

de acces, precum și suprafețele destinate construcțiilor aerodromului.

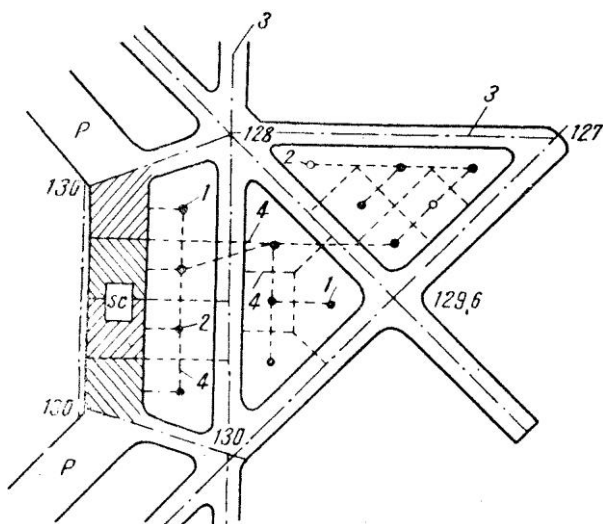
În cazul pistelor betonate, trebuie avut în vedere că tehnica amenajării aerodromurilor nu recomandă așezarea de drenuri sub ele, deoarece s-ar putea produce tasări care ar periclita placa de beton. Terenul de sub ele rămâne uscat, pentru că ridicarea capilară a apei freatiche este întreruptă prin prezența materialului din stratul de fundații, care are interspații mari. Apa de ploaie care se scurge de pe platforma betonată a pistei, în rigolele ei laterale, este colectată de mici puțuri așezate pe traseul acestora, la fiecare 50-100 m, de unde, prin canale subterane, este evacuată în drenurile colectoare (fig. 1.152), iar din acestea, prin gurile de evacuare, în recipient.

Pentru a feri subsolul pistelor betonate de influența umezelii provenite din terenurile vecine, se amplasează de-a lungul lor, în ambele părți, câte un dren de centură – de izolare – ca în figura 1.152, format dintr-un șanț umplut cu pietriș, pe al cărui fund s-a așezat o conductă de drenaj.



**Fig. 1.152.** Dren de izolare cu rigolă: 1 – colector; 2 – dren de izolare; 3 – rigolă de beton; 4 – grilă; 5 – strat de bază; 6 – strat de contact; 7 – strat de 15 cm din agregat 7/28; 8 – pietriș sau piatră spartă.

În cazul limitării drenajului numai la benzile de zbor și suprafețele destinate diferitelor construcții aferente terenului de aviație, se procedează ca în fig. 1.153.



**Fig. 1.153.** Planul de drenaj al unui teren de aviație dotat: 1 – cămin de vizitare; 2 – cămin de control; 3 – limitele sectoarelor de drenaj; 4 – drenuri colectoare; sc – sector clădit; P – platforme de parcare.

Pe planul din fig. 1.153 sunt trecute numai elementele drenajului de colectare, nu și drenurile absorbante care se dispun pe laturile pistelor, poziția și tipul acestora putând varia.

În funcție de viitoarea amplasare a pistelor și clădirilor, terenul desecabil se împarte în sectoare. Fiecărui sector i se aplică, în raport cu direcția de scurgere a apelor, sistemul de drenaj cel mai indicat: longitudinal, transversal, mixt sau în zigzag.

Un sistem folosit pentru drenarea terenurilor de aviație este „tipul de drenaj în spic”, asemănător celui descris la drenajul terenurilor de sport.

Determinarea debitului de evacuat prin drenaje  $Q$  se face în funcție de suprafața drenantă  $S$ , de intensitatea precipitațiilor  $\frac{H}{t}$ , timpul în care trebuie evacuată apa  $T_a$ , natura terenului drenant (indice de scurgere  $I = 0,25$  pentru gazon și 0 pentru suprafețe dure).

„Manualul inginerului constructor”, vol. II, București, 1952, indică relația orientativă:

$$Q = 28,3 \frac{S \cdot I \cdot H}{t + T_a} \text{ [l/s]} \quad (1.138)$$

În general, proiectele de drenaj ale terenurilor de aviație se calculează pentru un modul de scurgere  $q$  foarte mare, variind între limite largi, ca: pentru terenuri mijlocii  $q = 1-5$  l/s ha; pentru terenuri permeabile sau regiuni cu ploi abundente  $q = 3-4$  l/s ha, însă poate fi făcut pe baza unui modul de scurgere mai mic, corespunzător cerințelor reale, când se construiește un sistem de drenaj perfecționat.

În cazul terenurilor de aviație prevăzute cu piste de aterizaj și decolare, fără îmbrăcăminte specială, cum sunt acelea ale punctelor cu trafic redus și cu condiții climatice corespunzătoare, drenarea benzilor de zbor, inclusiv a pistelor reprezintă una din principalele măsuri tehnice necesare pentru buna lor funcționare, ca și pentru consolidare.

## 1.4. AMELIORAREA PRIN COLMATARE A LUNCILOR ȘI A DEPRESIUNILOR INUNDABILE

### 1.4.1. PRINCIPALELE FELURI DE LUNCI ȘI METODELE DE AMELIORARE

Luncile râurilor reprezintă surse importante pentru economia țării noastre, prin întinsele lor suprafețe, prin marele și favorabilul câmp de activitate pe care îl oferă agriculturii și altor sectoare economice – pisciculturii, stuficulturii ș.a. Delta și Lunca Dunării și luncile râurilor interioare însumează circa 1.000.000 ha

care ar putea fi valorificate prin amenajări corespunzătoare legate de dirijarea regimului de apă – în exterior și interior – și de îmbunătățirea calității solului, cu deosebire în luncile de tip stratificat, în depresiuni, popine (de exemplu Delta Dunării, Insula Letea), în bălți, alpii vechi etc. (fig. 1.154).

În funcție de condițiile naturale și economice se stabilesc măsurile de ameliorare, care diferă și după tipul de luncă (stratificată, granulară).

Aceste măsuri se pot împărți în două grupe față de elementul excedentar sau deficitar, apă.

– În prima grupă intră lucrările de amenajare a bazinelor hidrografice respective<sup>1</sup>.

– În grupa a doua intră lucrările care au scopul de a regulariza regimul de apă în solul unității respective (poate fi o luncă îndiguită și apărată de apele din exterior).

După lucrările pregătitoare de scurgerea bălților, defrișare, destufizare, desțelenire și nivelare, în baza unui plan coordonat de organizarea teritoriului se execută amenajările de desecări – drenaje și irigații.

În cazul luncilor stratificate se mai pune o problemă importantă: *îmbunătățirea calității solului*, prin transportul și depozitarea pe suprafața luncii a unor materiale (aluvioni), care să ducă la îmbunătățirea texturii terenurilor.

Această operație, care poartă numele de *colmatare*, se indică și în alte cazuri: asanarea unor bălți prin ridicarea fundului, ca măsură sanitară, astuparea unor alpii vechi, nivelarea unor depresiuni, crearea de platforme insubmersibile pentru obiective constructive sau industriale etc.

Colmatarea are însă rolul principal de a ridica, în scop agricol, cota terenului deasupra apelor freactice, ca să se creeze un strat de pământ suficient pentru dezvoltarea sistemului radicular al plantelor.

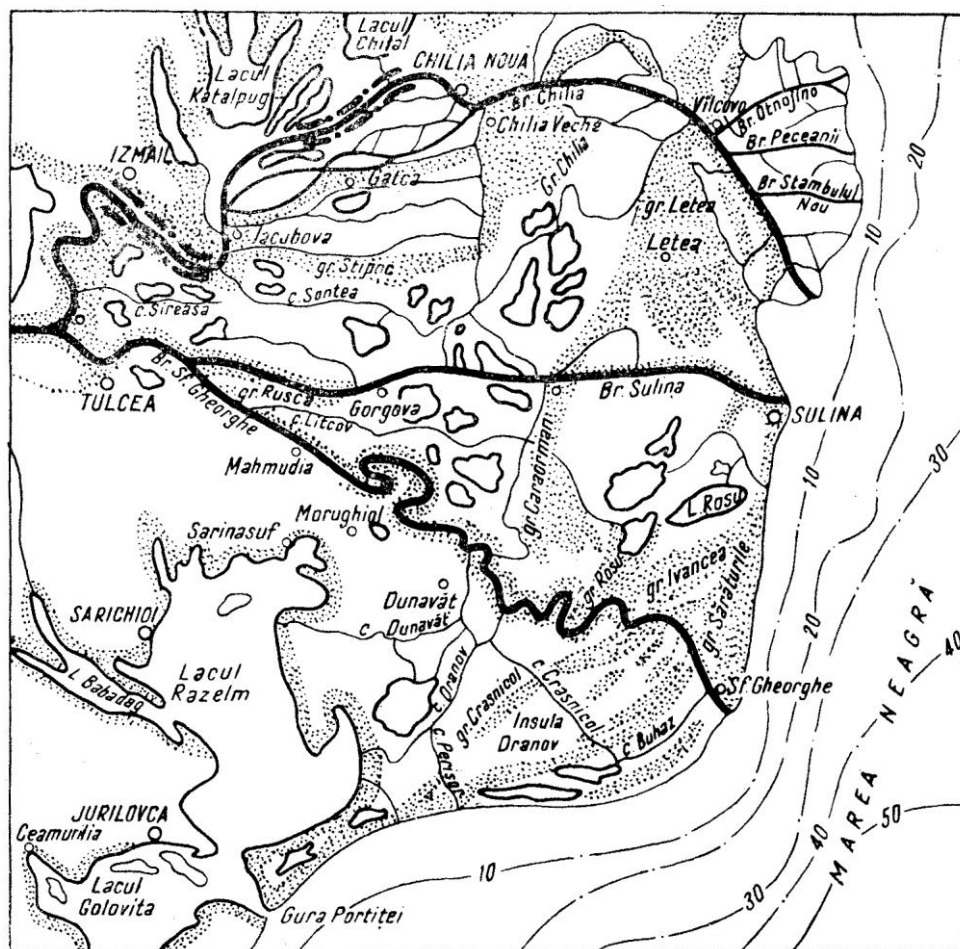


Fig. 1.154. Delta Dunării și zona aferentă.

## 1.4.2. AMELIORAREA LUNCILOR PRIN COLMATARE

Ca metodă de desecare, colmatarea realizează distanța necesară dintre suprafața terenului și nivelul apelor freactice, prin înălțarea primului, ca urmare a depunerii materialului transportat.

### 1.4.2.1. Metodele de colmatare

Există două metode: colmatarea artificială și colmatarea naturală.

*a. Colmatarea artificială.* Această metodă folosește, pentru ridicarea nivelului suprafeței de colmatare, material extras din gropi de împrumut sau din depozite aflate în albia minoră a unor cursuri de apă, sau luat de pe suprafețele vecine și transportat în depresiunea de colmatare cu ajutorul apei sau al diverselor utilaje.

Colmatarea artificială este indicată în anumite situații, de exemplu când umplerea unei depresiuni sau bălți se face cu material rezultat din săparea unei construcții hidrotehnice (canal etc.) situate în apropiere, prin dragajul șenalului navigabil etc.

Un exemplu tipic de colmatare artificială este

<sup>1</sup> În lucrarea de față nu se tratează nici una din problemele respective deoarece formează obiectul unei discipline separate în învățământul tehnic superior din România, „Ameliorarea terenurilor erodate și regularizarea cursurilor de apă”.

acela al lacului Ziglione de pe malul Mării Mediterane.

Colmatarea artificială este folosită frecvent la noi în țară, în scopul amenajării unor platforme insubmersibile, pentru diverse obiective; Delta Dunării – la Maliuc – pentru construirea Stațiunii experimentale stuficole (1956), Turnu-Măgurele (malul Dunării), pentru construirea Combinatului chimic (1964), la Mamaia – pe litoral – pentru construcții ș.a.

Amenajările s-au realizat, în cazurile amintite, prin hidromecanizare, cu material dragat din albia minoră a Dunării.

Colmatarea artificială prin hidromecanizare este cunoscută în tehnică încă din sec. XIV, însă sistemul propriu-zis de dragaj se consideră apărut în secolul al XIX-lea, odată cu extinderea motoarelor cu abur.

Prima dragă refulantă construită în jurul anului 1867 avea o productivitate de 20-25 m<sup>3</sup>/h – putând refula la o distanță de 10-15 m. În prezent se construiesc drăgi de tipul 500/60 sau 1000/60 (prima cifră indicând productivitatea medie, iar a doua, înălțimea de refulare).

Printre lucrările de mare amploare, realizate total sau parțial prin hidromecanizare, se pot cita: închiderea Golfului Zuiderzee din Olanda (peste 25 milioane m<sup>3</sup> terasamente); în fosta U.R.S.S. la hidrocentrala Kuibâșev (peste 100 milioane m<sup>3</sup> terasamente); în S.U.A., prin aceeași metodă s-au construit peste 50 baraje de mare înălțime, dintre care cel de la Forth Peek având un cubaj de 76 milioane m<sup>3</sup>.

Tehnica colmatării artificiale, prin hidromecanizare, se poate urmări din prezentarea unui exemplu (ing. V.I. Atanasiu) din țara noastră: Platforma Combinatului „Dunărea” de la Turnu-Măgurele,  $S = 40$  ha;  $H_p = 4,5$  m;  $V = 2$  milioane m<sup>3</sup>; anul 1964 proiectat și executat I.P.A.C.H. și T.C.H.A.H.

Prezența unui mare depozit de nisip și pietriș fin malul Dunării (fig. 1.155) aval de Turnu-Măgurele a facilitat execuția rambleerii hidraulice a platformei.

Execuția s-a realizat în mai multe faze (fig. 1.156). Lucrările preliminare în vederea colmatării depresiunii (rambleerii) sunt: defrișarea și decopertarea

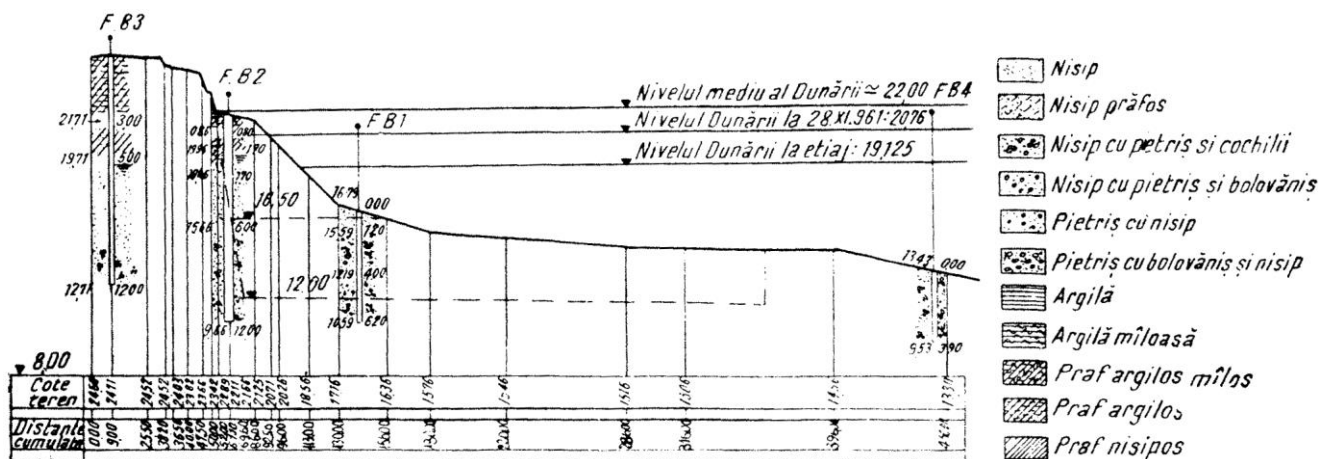


Fig. 1.155. Schema unui profil transversal prin zăcământ: ▼ 16,50 limita excavației în carieră cu drăgile 12 R 7; ▼ 12,00 limita excavației în carieră cu drăgile 20 R 11; Platforma Turnu-Măgurele.

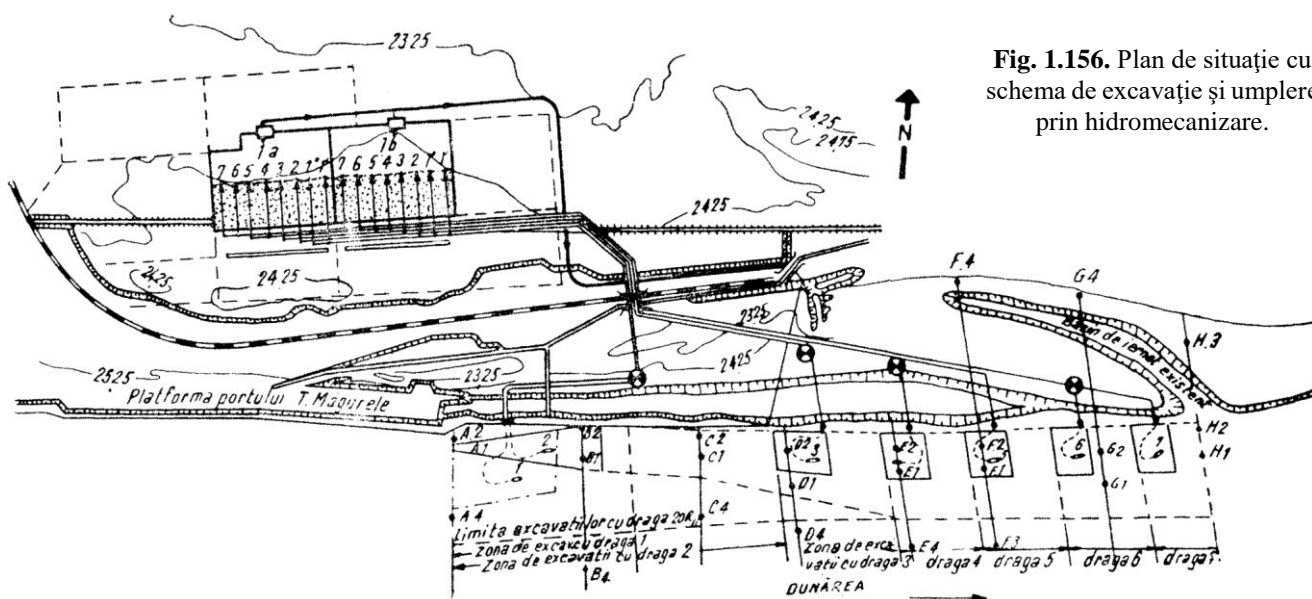
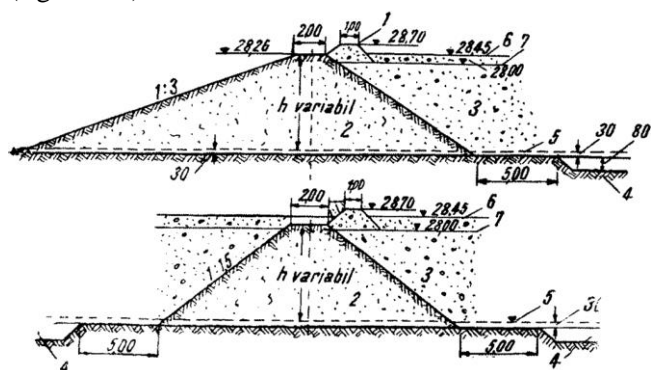


Fig. 1.156. Plan de situație cu schema de excavație și umplere prin hidromecanizare.

( $h \approx 0,30$  m); compartimentarea – execuția digurilor (fig. 1.157).



**Fig. 1.157.** Schema profilelor transversale prin digurile de compartimentare: 1 – dig pentru supraînălțare executat cu buldozerul; 2 – umplutură executată cu screperul bine compactată; 3 – umplutură executată hidromecanizat; 4 – groapă de împrumut pentru executarea digurilor de compartimentare; 5 – terenul natural; 6 – cota umpluturii pentru amenajarea platformei; 7 – cota platformei combinatului

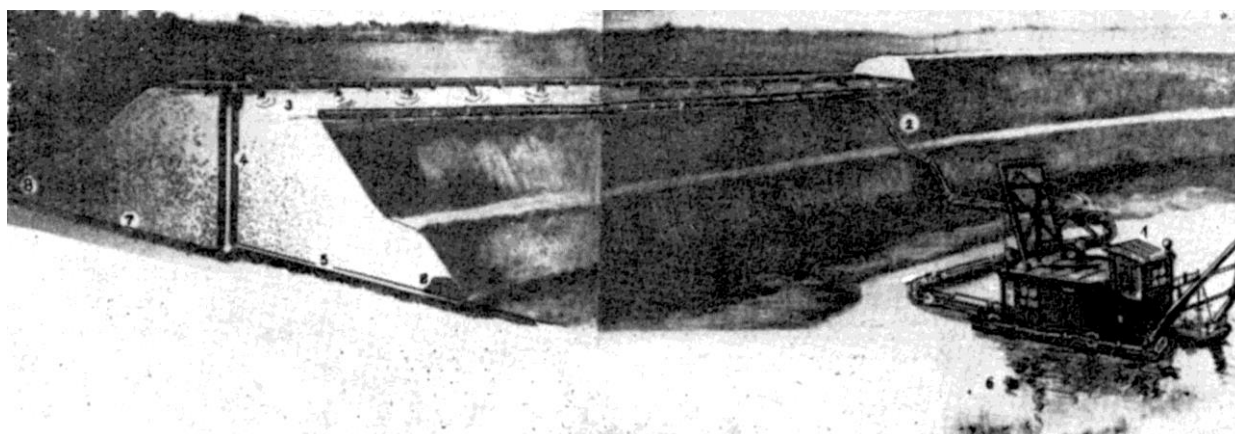
La această colmatare artificială digurile de compartimentare s-au executat mecanic (cu screpere și buldozere). În cazul unor diguri sau baraje mari se poate folosi tot hidromecanizarea pentru execuția acestora (fig. 1.158). Apoi urmează: execuția sistemului de evacuare (fig. 1.159); amplasarea stațiilor de repompare, montarea conductelor de refulare și instalarea drăgilor (fig. 1.160).

Urmează realizarea propriu-zisă a rambleului conform schemei din figura 1.157 și figura 1.161.

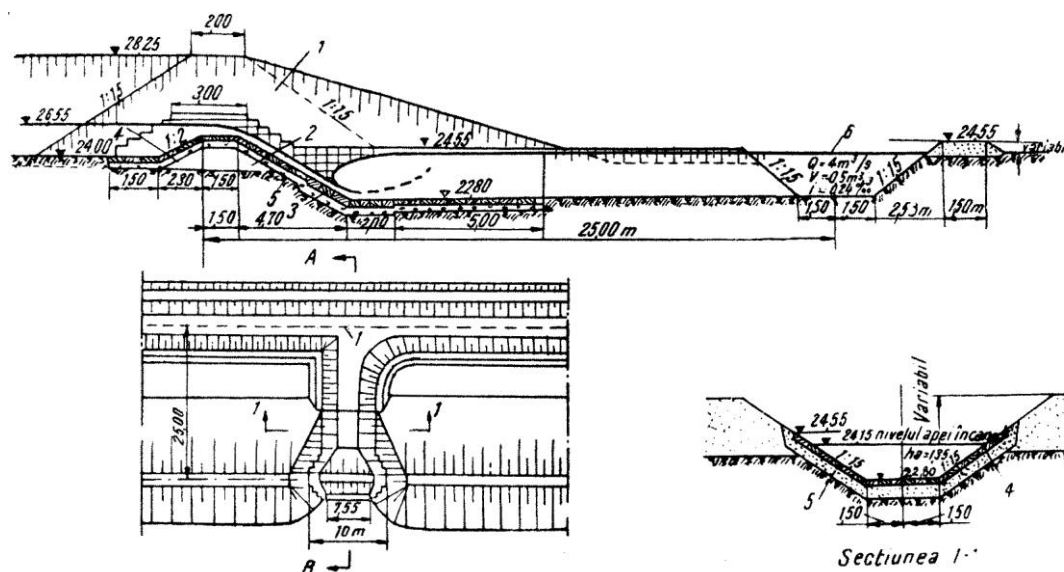
La proiectarea colmatării prin hidromecanizare se pun spre rezolvare următoarele probleme:

– Determinarea volumului de pământ necesar umpluturii (v. colmatarea naturală).

– Evaluarea rezervelor de pământ disponibile din zăcămint. Cunoscându-se adâncimea de dragare, cotele apelor râului, distanțele dintre profilele topografice și lungimile profilelor transversale, se pot determina volumele disponibile în funcție de cotele apelor și de cota de dragare. Calculele se pot efectua tabular și reda grafic (fig. 1.162).



**Fig. 1.158.** Schema sistemului de execuție a rambleelor prin hidromecanizare: 1 – dragă refulantă; 2 – conductă de refulare; 3 – suprafața – ampriza – de colmatat; 4 – puț prin care se evacuează apa curată; 5 – conductă de evacuare; 6 – recipient (emisar), sursă de apă; 7 – stratul vegetal; 8 – digul executat inițial cu utilaj mecanic.



**Fig. 1.159.** Schema evacuatorului apei din compartimente: 1 – dig de pământ; 2 – umplutură de pământ bine compactată; 3 – pereu din dale de beton  $0,20 \times 0,50 \times 0,50$ ; 4 – pereu din dale de beton  $(0,10 \times 0,50 \times 0,50)$ ; 5 – balast 30 cm; 6 – canal de evacuare.



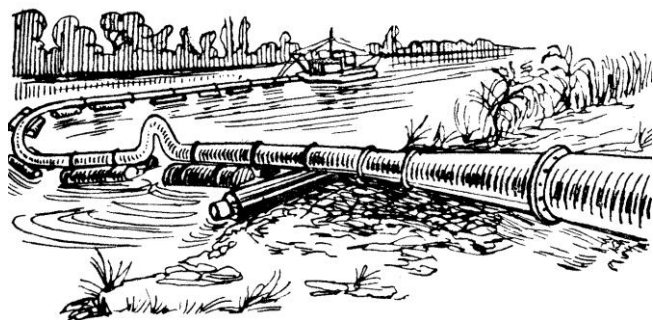


Fig. 1.160. Dragă și trenul de conducte montat pe flotori (Dunărea – sursă de material pentru hidromecanizare).

Dacă s-ar folosi dragi de tipul 12 R7 ( $H_{ex} = 5,5$  m) volumele ce s-ar putea excava ar fi evident mai mici (fig. 1.162 și v. fig. 1.155 și 1.156).

Diagrama permite ca pentru orice nivel intermediar al apelor Dunării cuprins în intervalul 19,12-23,00 să se deducă volumul de pământ disponibil.

Calculul timpului de execuție  $T$ :

$$T = \frac{V}{n \cdot q_e} \text{ [ore]} \quad (1.139)$$

în care:

$V$  este volumul de pământ necesar rambleerii;

$q_e$  – productivitatea de exploatare a unei dragi;

$n$  – numărul de dragi.

Compartimentarea se realizează punând condiția

ca:  $L \geq \frac{H \cdot v}{w}$

în care:

$L$  este lungimea compartimentului (m);

$H$  – înălțimea apei în compartiment (m);

$v$  – viteza de sedimentare;

$w$  – mărimea hidraulică a particulelor ce trebuie să se depună.

Dacă dimensiunile compartimentelor sunt impuse (de gabaritele obiectivelor ce se construiesc) și

dacă cerințele geotehnice reclamă o anumită granulometrie pe profil, aceste probleme se vor realiza prin variația timpului de stagnare și a adâncimii  $H$  a apei în compartiment.

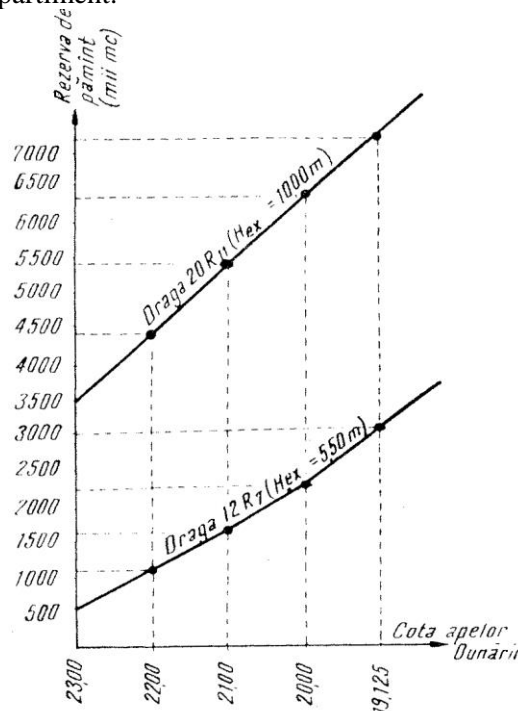


Fig. 1.162. Diagrama rezervelor de pământ din zona profilelor A-H, folosind diverse dragi.

Calculul hidrotransportului sub presiune. Pentru determinarea vitezei minime la care toate particulele solide aflate în nămol se deplasează (adică a vitezei critice  $v_{cr}$ ) se indică formula determinată experimental de Roer:

$$v_{cr} = 8,72 D_c^{0,473} [(\gamma_n - \gamma_a)w]^{0,326} \frac{\gamma_e^{0,0814}}{\gamma_a^{0,488}} \frac{1}{\Delta^{0,17}} \text{ [m/s]} \quad (1.140)$$

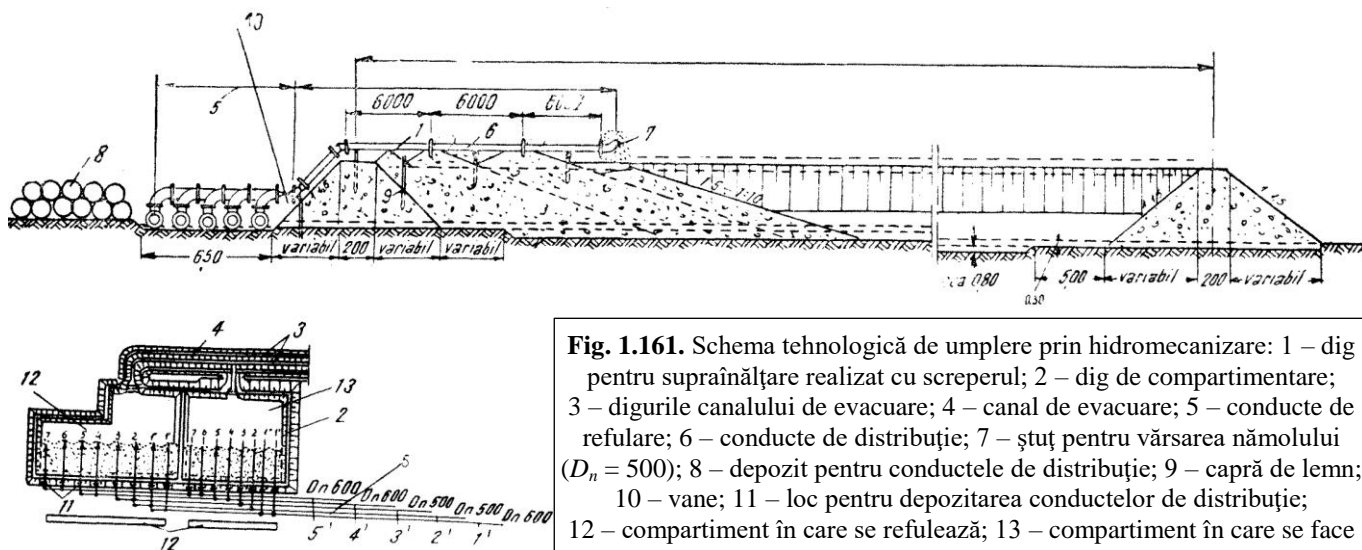


Fig. 1.161. Schema tehnologică de umplere prin hidromecanizare: 1 – dig pentru supraînălțare realizat cu screperul; 2 – dig de compartimentare; 3 – digurile canalului de evacuare; 4 – canal de evacuare; 5 – conducte de refulare; 6 – conducte de distribuție; 7 – ștuț pentru vărsarea nămolului ( $D_n = 500$ ); 8 – depozit pentru conductele de distribuție; 9 – capră de lemn; 10 – vane; 11 – loc pentru depozitarea conductelor de distribuție; 12 – compartiment în care se refulază; 13 – compartiment în care se face prelungirea conductei de distribuție.

în care:

$D_c$  este diametrul conductei (m);  
 $\gamma_n$  – greutatea specifică a nămolului ( $t/m^3$ );  
 $\gamma_a$  – greutatea specifică a apei ( $t/m^3$ );  
 $\gamma_e$  – greutatea specifică a materialului uscat ( $t/m^3$ );  
 $\Delta$  – rugozitatea absolută la partea de jos a con-

ductei;

$$D_c = 0,46 \frac{Q_n^{0,404}}{[(\gamma_n - \gamma_a)w]^{0,132}} \frac{\Delta^{0,069} \cdot \gamma_a^{0,197}}{\gamma_e^{0,029}} \text{ [m]} \quad (1.141)$$

unde:

$Q_n$  este producția orară de pământ în stare naturală, [ $m^3/s$ ],

$$\Delta = (d_{95}^{0,6} + 0,5) \left( \frac{\gamma_n}{1,075} \right)^{5,88}$$

$d_{95}$  fiind diametrul fracțiilor corespunzătoare procentului de 95% pe curba granulometrică.

Aceste relații sunt valabile pentru cazul materialului uniform; în cazul neuniformității se aplică coeficienții de corecție:

$$a = \left( \frac{d_m}{d_{95}} \right)^{0,2}; \quad a_1 = \left( \frac{d_{95}}{d_m} \right)^{0,1}$$

Valorile corectate vor fi:

$$d_m = \frac{\sum n \cdot d}{\sum n}; \quad V_{cr}' = a \cdot v_{cr}; \quad D_{cr}' = a \cdot D_{cr}$$

b. *Colmatarea naturală.* Colmatarea naturală se obține făcând să treacă peste terenul de ameliorat apele încărcate cu aluviuni ale unui curs de apă, care, stagnând sau scurgându-se cu o viteză foarte redusă, provoacă ridicarea nivelului terenului, prin depunerea peste el a materialului ce se decantează.

Înainte de a aplica colmatarea, ca metodă de înlăturare a excesului de umiditate și de îmbunătățire a luncilor, trebuie făcut un calcul economic, pentru a stabili dacă nu este mai avantajos să se aplice una din metodele de desecare expuse în capitolele precedente, deoarece colmatarea prezintă, pe lângă avantaje, și o serie de neajunsuri: cere în general mult timp, terenurile nu pot fi folosite pentru cultură în timpul colmatării; după terminarea colmatării, instalațiile și lucrările făcute pentru executarea ei devin inutile; în timpul colmatării, condițiile sanitare locale sunt deficitare.

În schimb, colmatarea naturală prezintă următoarele avantaje: materialul depus fertilizează terenul; printr-o dirijare pricepută, materialul decantabil poate fi distribuit astfel încât să se obțină coame pe care vor fi trasate eventual viitoarele canale de irigații și talveguri pentru viitoarele canale de evacuare; tot printr-o dirijare atentă a procesului de colmatare se poate obține un profil cu stratificația dorită: material grosier la bază și mai fin la suprafață; o dată colmatarea terminată, chel-

tuilele de exploatare se reduc la exploatarea agricolă a terenurilor, pe când în cazul eliminării apei pe cale mecanică sunt necesare cheltuieli permanente.

#### 1.4.2.2. Procedee de colmatare naturală

În tehnică se evidențiază: 1. colmatarea intermitentă<sup>1</sup> (cu: decantare totală; decantare parțială); 2. Colmatare continuă<sup>1</sup> (cu: decantare parțială; decantare totală).

Metoda de *colmatare intermitentă* se aplică, în special, atunci când viiturile mari ale râului au loc la intervale mari, dar aduc în schimb mari cantități de aluviuni, deci atunci când se poate obține simultan un volum mare de apă foarte tulbură.

Metoda de *colmatare continuă* poate fi adoptată pentru un teren cu relief variat, însă colmatarea cere un timp mai îndelungat. Pentru ca la colmatarea continuă să se producă depunerea particulelor cu un anumit diametru  $d$ , trebuie îndeplinite condiții ca:

$$w > \alpha V$$

$$(w = 36\sqrt{d}, \text{ D.I. Sokolov; } \alpha = 0,1-0,05).$$

Viteza la care are loc depunerea aluviunilor, numită *viteza de sedimentare în curent*  $V_s$ , se află cu relația (E.A. Zamarin):

$$V_s = 1,5 \sqrt{\frac{\rho w_0 \sqrt{w}}{0,022 \sqrt{RI}}} \quad (1.142)$$

în care:

$$w = \frac{w_1 + w_2 + \sqrt{w_1 w_2}}{3}$$

$$w = w_0 \text{ pentru cazul } w \geq 0,22 \text{ m/s}$$

$$w_0 = 0,002 \text{ pentru cazul } w < 0,002 \text{ m/s.}$$

Această formulă este aplicabilă la cursurile de apă (canale, râuri) a căror turbiditate nu depășește  $5-6 \text{ kg/m}^3$  și pentru o componentă obișnuită a aluviunilor.

Pentru a se evita ca în canalele de aducțiune, care aduc apa din râu la incintele de colmatat, să aibă loc o decantare a aluviunilor, viteza minimă de neînămolire  $V_{crit}$  să fie cu minimum 5% mai mare decât  $V_s$ .

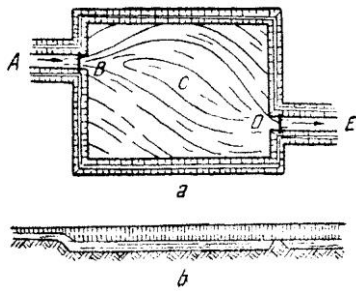
#### 1.4.2.3. Instalații necesare în amenajările de colmatare

Sunt: bazinul de colmatare; priza de apă; canalul de aducțiune; digurile de centură și compartimentare; deversoarele; instalațiile de evacuare; canalul de evacuare.

a. *Bazinul de colmatare.* Suprafața care urmează să fie colmatată se înconjoară cu diguri de centură, pentru a menține apa adusă, formând bazinul de colmatare (fig. 1.163).

<sup>1</sup> V. Blidaru – *Desecări*, Ed. Agro-Silvică, 1956.





**Fig. 1.163.** Bazin de colmatare: a – plan; b – secțiune după ABCDE.

Lungimea bazinului  $L$  trebuie să fie:

$$L > l = \frac{V_s H}{w}$$

Durata  $t$  a depunerii particulelor este:

$$t = \frac{H}{w} = \frac{L}{V_s} \quad (1.143)$$

În cazul când suprafața de colmatat are o întindere mare, se procedează la împărțirea ei într-o serie de bazine (cu  $S_b \sim 10-15$  ha), prin diguri de compartimentare.

b. *Priza de apă.* În funcție de condițiile locale, priza de apă se poate construi de tipul „cu sau fără baraj în albie”. Admisia în canal trebuie să fie de tipul stăvilărilor regulator cu vane, sau de tipul deversorului cu prag lat, având radierul la o cotă care să permită colmatarea în prima fază și irigarea după terminarea colmării. Este indicat deversorul special al cărui prag poate fi ridicat (v. fig. 1.166), sau la care admisia apei este reglată printr-un stăvilă anexat acestuia.

c. *Canalul de aducțiune.* De la centrul de priză pleacă canalul de aducțiune, care transportă apa încărcată cu aluviuni până la bazinele de colmatare.

La proiectarea canalului, calculul trebuie făcut în cele două ipoteze: corespunzătoare primei faze, când instalația se pune în funcțiune și viteza apei are valori maxime, panta fiind maximă, și corespunzătoare sfârșitului procesului de colmatare, faza a II-a, când panta și viteza devin minime (în continuare canalul având rol de alimentare pentru irigații).

Dacă suprafața de colmatat este mică și este alcătuită dintr-un singur bazin, canalul de aducțiune se varsă direct în acesta. În cazul însă când suprafața este mare și împărțită în mai multe bazine, canalul de aducțiune se ramifică, trimițând materialul purtat în fiecare bazin; traseul trebuie să fie cât mai drept, pentru a se evita depunerea materialului (fig. 1.164).

d. *Digurile de compartimentare.* Digul principal de centură, care limitează și apără suprafața de colmatat, trebuie să aibă o înălțime de siguranță mai mare chiar decât aceea care se dă digurilor longitudinale de apărare a luncilor, împotriva inundațiilor. Cota coronamentului digului de centură  $C_d$  se stabilește cu 0,5 m

peste nivelul maxim  $H$  al apei din bazin, plus înălțimea valului  $h_v$ , deci:

$$C_d \geq H_{\max} + h_v + 0,50 \text{ m};$$

$$h_v = 0,75 + 0,34\sqrt{L} - 0,26\sqrt[4]{L} \quad (1.144)$$

Secțiunea digurilor de centură, ca și a celor de compartimentare, este de formă trapezoidală, cu taluzele neegale la digurile de centură și egale la cele de compartimentare (v. STAS 4068-61 și 4273-61).

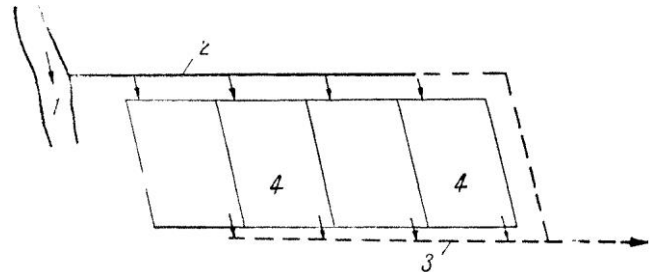
Digurile de compartimentare se pot face de tip submersibil, în cazul când trebuie să admită trecerea apei la o anumită cotă, dintr-un bazin întra-altul, prin revărsarea peste coronament, sau de tip insubmersibil, în care caz sunt prevăzute cu deversoare speciale, cu prag imobil (fig. 1.166).

Materialul necesar pentru construirea digurilor de compartimentare se ia din gropi de împrumut situate în interiorul bazinului, care în scurt timp se colmatează.

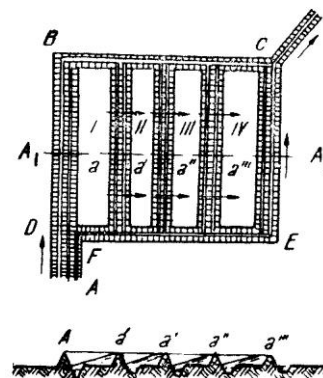
Umplerea bazinelor cu apă se începe de la cel superior, trecându-se treptat spre cele inferioare.

În sectoarele în care colmatarea a ajuns la cota necesară, procesul este oprit prin închiderea admisiei apei. Aceste sectoare se separă de celelalte și se dau în exploatare agricolă. Pentru a putea realiza colmatarea fie deodată pe întreaga suprafață, fie separat pe bazine, sunt prevăzute deversoare și canale suplimentare de alimentare, cum se vede în figura 1.165.

Pentru asigurarea unei stratigrafii corespunzătoare este indicat ca fiecare bazin să primească apa direct din canal.

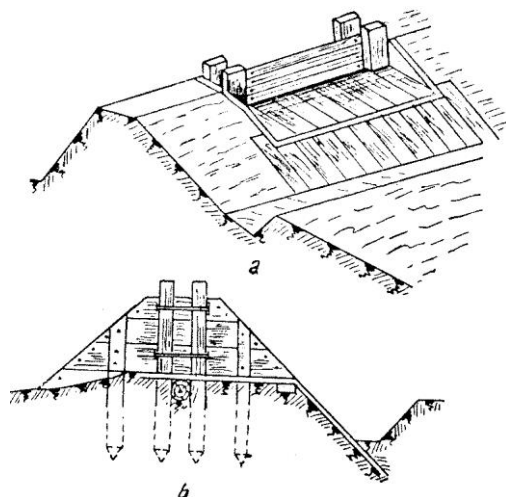


**Fig. 1.164.** Schema alimentării și evacuării independente a bazinelor de colmatare: 1 – sursă; 2 – canal de aducțiune; 3 – canal de evacuare; 4 – bazine de colmatare.



**Fig. 1.165.** Instalația de colmatare cu mai multe bazine: a – plan; b – secțiunea  $A_1-A_1$ ; A-B – canal de alimentare.

e. *Deversorul*. Trecerea apei dintr-un bazin în altul sau din canalul de alimentare în bazine se face prin deversoare speciale cu prag mobil care se ridică treptat, odată cu ridicarea nivelului fundului bazinului de colmatat (fig. 1.166).

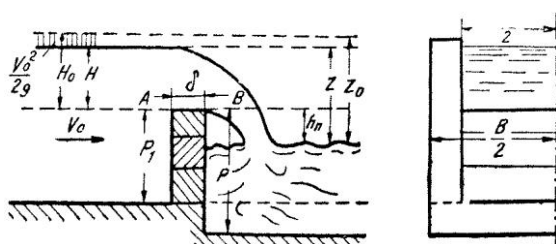


**Fig. 1.166.** Deversor cu prag mobil, întrebuințat frecvent în lucrările de colmatare: a – vedere în perspectivă; b – secțiune transversală.

În prima fază de colmatare, când nu sunt puși dulapii, deversorul este de tipul „cu prag lat”, pentru ca ulterior, când pragul este înălțat prin dulapi, să funcționeze ca un deversor cu pereți subțiri ( $\delta < 0,67H$ ), în care:

$\delta$  este grosimea dulapului;

$H$  – sarcina deversorului (fig. 1.167) măsurată amonte, la o distanță de circa 2-3  $H$ .



**Fig. 1.167.** Schema de calcul a deversorului.

În cazul deversorului cu secțiune rectangulară și pereți subțiri, debitul se calculează cu formula fundamentală a deversoarelor:

$$Q = m \cdot b \sqrt{2g} h_0^{\frac{3}{2}} \quad (1.145)$$

în care:

$m$  este coeficientul de debit;  $m = 0,30-0,55$ ;

$H_0$  – sarcina totală:

$$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} \quad (1.146)$$

Debitul specific care trece peste un deversor cu prag lat se poate calcula cu formula lui Berezinski:

$$q = m \sqrt{2gH^3} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (1.147)$$

Când  $p < H$  și  $2,5 < \frac{b}{H} < 10$ ,  $m$  se calculează

cu formulele:

– cu muchie rotunjită

$$m = 0,36 + 0,01 \frac{3H - p}{1,2H + 1,5p} \quad (1.148)$$

– cu muchie ascuțită

$$m = 0,32 + 0,01 \frac{3H - p}{0,46H + 0,75p} \quad (1.149)$$

Când  $p > H$ , debitul specific se calculează cu aceeași relație (1.147), în care coeficientul de debit se determină cu ajutorul relației generale:

$$M = \varphi_v \cdot K \sqrt{1 - K} \quad (1.150)$$

La proiectarea deversorului se pleacă de la condiția de funcționare impusă: debitul ce trece prin deversorul  $q_e$  să fie egal cu cel de admisie în bazin  $q_a$  (v. 1.4.2.4.c).

f. *Instalațiile de evacuare*. Apa din bazinele de colmatare, limpezită în urma decantării aluviunilor, este trimisă prin canalul de evacuare în recipient.

Instalația de evacuare se amenajează în digul părții din aval al ultimului bazin de colmatare (în cazul când circulația apei se face din bazin) și are tipul unui deversor cu prag mobil, compus din dulapi suprapuși (fig. 1.166), prin care apa limpezită pătrunde în canalul de evacuare.

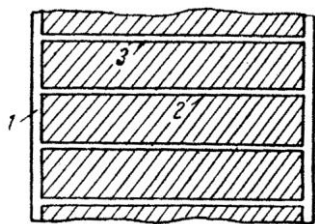
Pragul deversorului se ridică sau se coboară, adăugând sau îndepărtând dulapi, în funcție de variația cotei terenului și de mărimea stratului de apă deversant.

În cazul când alimentarea și evacuarea se fac separat pentru fiecare bazin de colmatat, deversorul de evacuare se instalează la partea inferioară a fiecărui bazin (v. figura 1.164).

În multe cazuri, înălțimea de colmatare realizată poate conduce la necesitatea evacuării în recipient prin instalații de racordarea biefurilor, de tipul treptelor cu cădere.

Dacă există pericolul ca apele mari, la trecerea lor prin recipient, să inunde canalul de evacuare, se instalează în punctul de vărsare un stăvilor cu una sau mai multe deschideri.

În cazuri speciale, când trebuie să se ia în folosință un teren a cărui colmatare nu a ajuns încă la cota finală, se execută gropi de împrumut de forma unor canale pe care circulă în continuare apa cu aluviuni (continuându-se procesul de colmatare cu acestea), iar pământul rezultat din săparea (canalelor) va fi depozitat pe fâșiile dintre ele ( $l = 2-5$  m, fig. 1.168), acestea devenind platforme ce pot fi folosite (agricol, pentru depozitarea stufului etc.).



**Fig. 1.168.** Colmatarea combinată cu exploatarea agricolă:  
1 – canal de alimentare; 2 – canal de colmatare; 3 – fâșie pentru cultură.

#### 1.4.2.4. Cota de colmatare și volumul de material necesar

a. *Cota de colmatare.* Cota de colmatare a terenului trebuie astfel calculată, ca în cele mai joase puncte ale suprafeței să fie atins și menținut un nivel superior normal de desecare  $z$  și totodată să fie asigurată evacuarea gravitațională a apei în recipient. Se va urmări ca panta viitoarelor canale de desecare să poată fi cel puțin 0,1-0,25‰ (valoarea minimă se referă la canalele mari de evacuare).

Nu trebuie pierdut din vedere faptul că între nivelul maxim al apei din canalul de evacuare  $m$  la punctul de descărcare în emisar, și cota punctelor celor mai joase ale terenului desecat (prin canalele de lungime  $D, D', D''$  cu pantele  $I, I', I''$ ) pentru realizarea normei  $z$  – trebuie să existe o relație, care să asigure evacuarea gravitațională a întregii suprafețe colmatate. Prin urmare, cota minimă  $h$ , pe care orice punct intern al zonei trebuie s-o prezinte o dată colmatarea și tasarea terminate, pentru a se putea asigura evacuarea gravitațională, este:

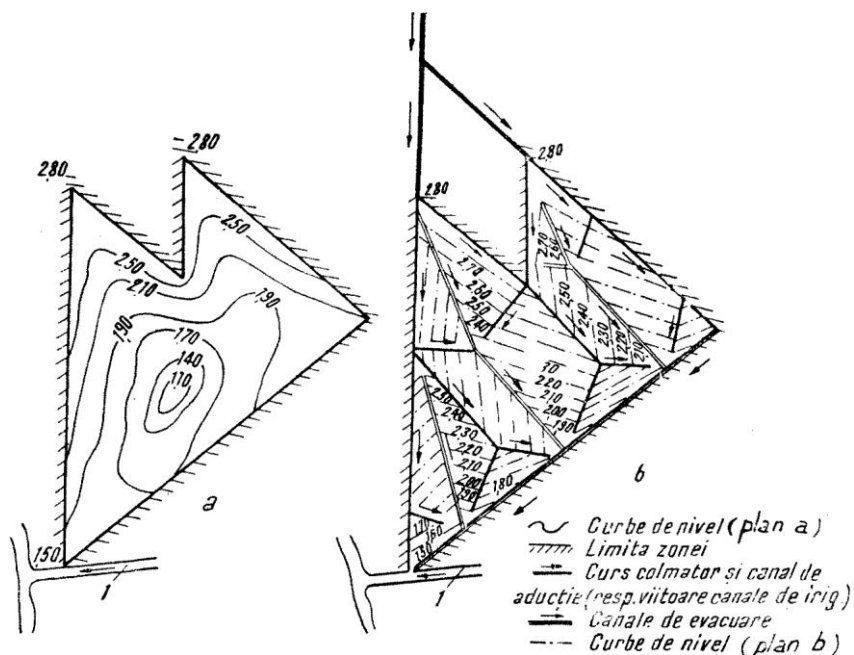
$$h = m + z + I \cdot D + I' \cdot D' + I'' \cdot D''$$

În figura 1.169, a, b se dau planurile cotate ale unei suprafețe înainte și după colmatare (după V. Fornari) cu crearea liniilor de talveguri și coame, pe unde se vor trasa viitoarele canale de evacuare și irigare.

Punctele unde cotele rezultate din calcule sunt egale cu acelea pe care terenul le prezenta înainte de începerea colmatării sunt situate pe limita zonei de colmatat.

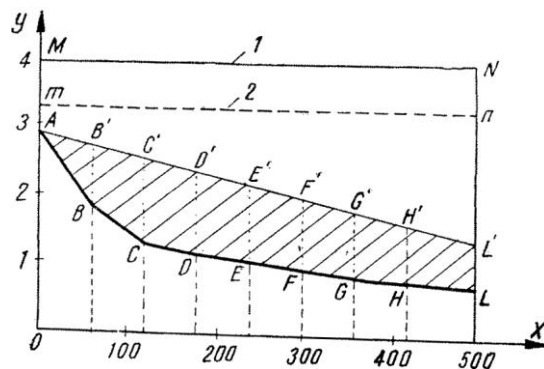
Din comparația celor două planuri rezultă volumul materialului necesar pentru ridicarea nivelului terenului de colmatat până la cota proiectată, după tasare.

În exemplul de mai sus (fig. 1.169 a, b) se consideră  $m + z = 1,50$  m cota pe care terenul colmatat trebuie s-o prezinte în punctele joase, pentru a putea evacua apa în recipient, și 2,80 m cota cea mai înaltă a zonei din amonte, unde cota terenului coincide cu cea obținută prin calcul.



**Fig. 1.169.** Planul de situație cotate al unui teren: a – înainte de colmatare; b – după efectuarea colmatării; 1 – recipient.

b. *Volumul de material necesar colmatării.* Volumul necesar pentru colmatare, în exemplul de mai sus, poate fi dat de diagrama volumelor<sup>1</sup> raportată la două axe de coordonate: ordinate pentru cote și abscisa pentru suprafețe (fig. 1.170).



**Fig. 1.170.** Diagrama volumului de material necesar colmatării: oy – axa înălțimilor (m); ox – axa suprafețelor (ha); 1 – înălțimea maximă a apelor de colmatare; 2 – linia pragului deversorului.

Linia A, B, C, D, E, F, G, H, L reprezintă distribuția altimetrică a suprafețelor înainte de colmatare, iar linia A, B', C', D', E', F', H', L' reprezintă distribuția altimetrică a suprafețelor la terminarea colmatării.

Suprafața cuprinsă între cele două linii indică volumul materialului necesar pentru colmatare, în afară de cel necesar pentru compensarea tasării terenului.

c. *Volumul de apă și material cuprins în bazinul de colmatare.* În cazul colmatării naturale interesează

<sup>1</sup> V. Fornari, „Il prosciugamento dei terreni nelle bonifiche”, Roma, 1932.

și volumul de apă care poate fi cuprins în bazinul de colmatare, pentru a se stabili dacă râul colmatat este capabil să-l asigure.

Suprafețele cuprinse între orizontalele 1 și 2 și linia superioară A, B', C, D', E', F', G', H', L' dau volumul maxim de apă pe care-l va putea cuprinde incinta de colmatat și respectiv volumul minim de apă care va rămâne în această incintă atunci când deversorul va înceta de a mai funcționa.

Notând cu  $q_a$  debitul adus de canalul de alimentare din râul colmatat în incintă, cu  $q_e$  debitul care se scurge prin deversor, cu  $V$  volumul de apă care poate fi înmagazinat în incinta de colmatat și cu  $T$  timpul care se scurge din momentul în care stratul de apă, ajuns la pragul deversorului, începe să treacă peste el și până la terminarea scurgerii, ecuația volumului de apă cuprins în incintă este:

$$\int_0^T (q_a - q_e) dT = V \quad (1.151)$$

Cota cea mai ridicată a apei, de care depinde și cota coronamentului digului, poate fi atinsă în momentul  $T$ ; în acest moment, volumul  $V$  dat de expresia (1.151) atinge valoarea maximă, adică atunci când:

$$\frac{d}{dT} \int_0^T (q_a - q_e) dT = 0 \quad (1.152)$$

ceea ce are loc pentru  $q_a = q_e$ .

Din cele de mai sus rezultă că deversorul trebuie proiectat pentru trecerea unui debit  $q_e = q_a$ .

d. *Tasarea terenului supus colmatării.* La proiectarea colmatării trebuie luată în considerație tasarea pe care o suferă terenul colmatat, care poate fi mai mare sau mai mică, în funcție de: natura terenului (de obicei, este un fund de mlaștină), greutatea materialului depus și metoda de colmatare aplicată.

Având în vedere marea tasare pe care o suferă terenurile colmate, este bine să se considere că înălțimea inițială a materialului depus trebuie să fie dublul înălțimii definitive  $h$ , care reprezintă:  $\frac{5}{7}h$  tasarea te-

renului de fundație și  $\frac{2}{7}h$  tasarea materialului depozitat; prin urmare,  $V_t = 2V$ , iar  $V = h_m \cdot S$ . Deci atunci când orice punct al zonei de colmatat a ajuns la cota:

$$h' = m + z + ID + I'D' + I''D'' + \frac{h}{2} \quad (1.154)$$

colmatarea este terminată.

#### 1.4.2.5. Durata colmatării

Orientativ, dacă se admite că: volumul solid transportat anual în bazinul de colmatare este  $V_s$  și că maximum trei sferturi din volumul solid transportat în

bazin ( $0,75 V_s$ ) se depune, volumul de material necesar pentru executarea colmatării  $V_t$  (ținându-se seama și de tasare), este  $V_t = 2V$ , timpul necesar pentru executarea colmatării este:

$$T_{ani} = \frac{2V}{0,75V_s} = \frac{V_t}{0,75V_s} \quad (1.155)$$

Valoarea debitului solid anual se determină cu:

$$V_s = \rho_m \int_{t=0}^{t=T} q dt \quad (1.156)$$

în care:

$\rho_m$  este coeficientul procentual de aluviuni pe care îl transportă cursul colmatat la debitul  $q$ ;

$T$  – durata scurgerii debitelor maxime din timpul unui an – cu procentul mediu de aluviuni  $\rho_m$  – la care începe colmatarea.

Timpul  $T_{ani}$  cât durează colmatarea se mai poate afla din relația:

$$T_{ani} = \frac{S \cdot H \cdot \gamma}{\sum (Qt) \rho \alpha} \quad (1.157)$$

în care:

$S$  este suprafața terenului de colmatat;

$H$  – înălțarea medie necesară a suprafeței inclusiv tasarea;

$\gamma$  – greutatea unității de volum de aluviuni;

$\rho$  – gradul de turbiditate a apei din râu;

$\sum Qt$  – volumul de apă care vine în bazinul de colmatare în cursul unui an la un anumit grad de asigurare;

$\alpha \approx 0,75$ .

Dacă debitul cursului de apă este  $q$ , debitul solid  $q_s$  va fi:

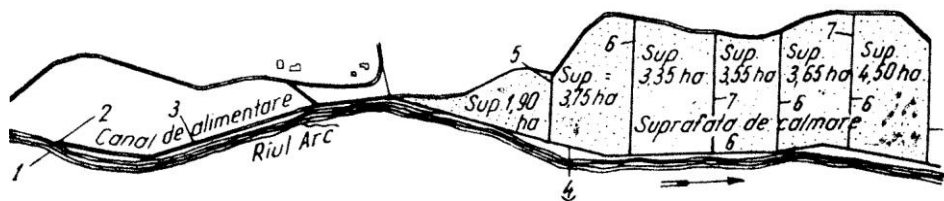
$$q_s = q_p \quad (1.158)$$

În medie, depunerile formează într-un an un strat de 5-10 cm, în funcție de gradul de turbiditate a apei.

#### 1.4.2.6. Exemple de colmatare

În luncile diferitelor râuri și în special în delte pot fi observate procese înaintate de colmatare care, în multe cazuri, au dus la obținerea unor terenuri apte pentru agricultură. Astfel, în Delta Dunării se depun anual straturi de mlaștină în grosime de 10-20 cm.

Ca exemplu de colmatare naturală poate fi citată colmatarea depresiunii Kolhida, unde o suprafață de peste 3.000 ha teren este supusă colmatării prin materialul transportat de râul Rion. Ca realizări frumoase pot fi citate colmatările din luncile râurilor: Var (Alpii maritimi), Iser (Savoia), Arc (Savoia) – fig. 1.171, Idice și Quaderna de pe coasta Mării Adriatice, apoi colmatările din depresiunea Taravo de pe coasta Mării Mediterane, depresiunile Toscanei (a căror întindere atinge în total 190 000 ha), Lunca Nilului ș.a.



**Fig. 1.171.** Planul de situație cu amenajările proiectate pentru colmatarea terenului din lunca râului Arc: 1 – baraj de derivație; 2 – stăvilă regulator; 3 – canal de alimentare; 4 – dig longitudinal insubmersibil; 5 – dig de centură; 6 – dig de compartimentare; 7 – deversor.

În țara noastră există largi posibilități de colmatare în Delta Dunării, unde o suprafață de circa 360.000 ha – ocupată de luciu de apă (100.000 ha) și stufăriș (260.000 ha) – s-ar putea reda agriculturii (în timp) printr-o colmatare dirijată. Bazinele de colmatare ar putea servi în diverse faze și altor folosințe: stuficulturii, pisciculturii, zootehniei (v fig. 1.154).

Ca sursă de colmatare va putea servi fluviul Dunărea, care are o turbiditate mare (de exemplu la Giurgiu, măsurătorile din 5 VII 1957 au indicat: nivelul apei la miră 3,36 m; „0” miră + 13,06 RMN;  $Q$  lichid 6.360 m<sup>3</sup>/s;  $Q$  solid suspensie: 5.103,65 kg/s;  $Q$  solid târât 7.365 kg/s; turbiditate medie 780,38 g/m<sup>3</sup>).

## 1.5. DESECAREA BIOLOGICĂ (BIODRENAJUL)

### 1.5.1. CONDIȚIILE NATURALE ȘI ECONOMICE DE APLICARE A BIODRENAJULUI

Metoda de a elimina excesul de apă al unui teren prin plantații agricole, pomicole sau forestiere se numește *deseccare biologică* sau *biodrenaj*.

Ca și la celelalte metode de deseccare, alegerea desecării biologice depinde de sursa de înmlăștinare și de cerințele economice locale; tot astfel și stabilirea culturilor respective.

Dacă terenul desecabil este destinat agriculturii, biodrenajul nu poate fi aplicat decât în cazul când excesul de umiditate provine din precipitații sau când, o dată eliminat, el nu mai are posibilitatea de a se reface.

Dacă însă terenul desecabil este destinat unor plantații silvo-pomicole, biodrenajul poate fi aplicat și în cazul când, pe lângă sursa de mai sus, există și alte surse de alimentare a excesului de umiditate, ca: infiltrații dintr-un râu învecinat, scurgeri de pe terenuri înalte, ridicarea nivelului apei freatice datorită irigațiilor și altor cauze etc.

Pentru ambele cazuri când este valabilă deducția că spre a realiza coborârea apelor freatice la un nivel dorit, prin biodrenaj, bazat pe evaporația plantelor combinată cu evaporația de la suprafața solului (care este, în general, mică în cazurile când solul este aco-

perit de plante), venitul de ape provenit din precipitații  $P_0$  sau alte surse  $K$  trebuie să fie inferior pierderilor provocate, în aceeași perioadă, de evaporație  $E_{\min}$ , adică trebuie satisfăcută relația:

$$E_{\min} \geq 10\delta(h - h_1) + P_0 + K \quad (1.159)$$

în care:

$h$  este nivelul inițial al pânzei de apă freatică;

$h_1$  – nivelul la care trebuie coborâtă pânza de apă freatică prin biodrenaj.

### 1.5.2. METODE DE BIODRENAJ, CULTURI ȘI PLANTAȚII

Pentru biodrenaj trebuie cultivate plante cu o putere de evaporație cât mai mare (de exemplu fânețele evaporă 3,1-7,3 mm/zi). Se pretează pentru aceasta plantele cu frunze cu epiderma subțire, care se evidențiază printr-o evaporație mare; de asemenea, arborii cu coroana stufoasă și cu sistemul radicular dezvoltat (stejarul, arțarul, ulmul, apoi fagul, frasinul, mesteacănul, plopul piramidal, arinul, salcia).

Dintre plantele de cultură, floarea soarelui este aceea care are o mare putere de evaporație (despre aceasta s-a crezut că este capabilă să înlăture frigurile din regiunile mlăștinoase).

Arborele cu cea mai mare putere de evaporație este eucaliptul (*Eucalyptus globulus*), numit și arborele care „vindecă frigurile”. Având frunze cu o suprafață mare și un sistem rădăcinos dezvoltat și adânc, el este capabil să evapore multă apă în regiunile călduroase.

Se consideră ca indicat pentru plantații în regiunile mlăștinoase și *Thuya occidentalis*. Acest arbore suportă bine atât umezeala cât și uscăciunea și se folosește alături de arin și mesteacăn; chiar acolo unde mesteacănul degenerază, *Thuya occidentalis* crește bine.

Speciile care din punctul de vedere al proprietăților ameliorative sunt mai apropiate de eucalipt sunt cele de oțetar, care se dezvoltă bine și în terenurile cu exces de umiditate ale țării noastre.

În cazurile când apele freatice care trebuie eliminate sunt mineralizate, trebuie folosite specii rezistente la săruri, ca: tamarixul, oțetarul, glădicea, saxaul etc.

Pe terenurile nisipoase, cu nivelul apelor freatice aproape de suprafață se dezvoltă bine în zonele călduroase vița de vie. Pe astfel de terenuri se pot cultiva, de

asemenea, cu succes pomi fructiferi (caiși, meri, peri, gutui etc.).

Plantațiile de viță de vie și de gutui de pe nisipurile din Delta Dunării (grindul Chilia, ostrovul Babina, grindul Letea, comuna C.A. Rosetti, satul Sfăștovca, satul Cardon, grindul Caraorman etc.), unde apa freatică se găsește la o adâncime de 1,50 m, sunt remarcabile.

Volumul de apă eliminat din sol prin esențele enumerate crește cu cât temperatura aerului este mai ridicată. Astfel în zonele foarte călduroase, volumul de apă extras din apele freatice, prin plante, ajunge la 10.000-16.000 m<sup>3</sup>/an ha.

În funcție de condițiile naturale și economice existente, se pot aplica următoarele metode de desecare biologică pe terenurile de cultură: desecarea prin culturi agricole; desecarea prin plantații silvo-pomicole; desecarea mixtă, prin culturi agricole și silvo-pomicole; desecarea combinată, prin culturi, plantații și canale de desecare.

Pe zone restrânse se amenajează biodrenajul, acolo unde apele freatice ies la suprafață, în spatele unor construcții hidrotehnice (baraje, diguri etc., fig. 1.172), pe suprafețe mici, sub care se găsește așezată o lentilă de apă ș.a.



**Fig. 1.172.** Plantații pe zone restrânse pentru combaterea excesului de apă.

Tot în această categorie intră și plantațiile sub formă de perdele, compuse din 2-3 rânduri, de ambele părți ale canalelor de desecare, ca și de irigație.

După calitatea apei freatice – dulce sau mineralizată – se aleg și esențele indicate.

Metoda combinată a desecării prin culturi, plantații și canale de desecare se aplică terenurilor valoroase prin poziția lor (situate lângă mari centre populate, lângă căi de comunicație de trafic mare, în apropierea fabricilor care prelucrează materia primă recoltată de pe ele), dar care, datorită uneia, sau mai multor surse de apă permanente (ape subterane, infiltrații etc.) prezintă un exces de umiditate.

Desecarea unor astfel de terenuri, de la care se cere să se asigure o dată cu diferite culturi agricole și baza zootehnică, se poate face în modul următor: se scoate unitatea de sub influența apelor de suprafață sau subterane străine – prin lucrări de îndiguire și canale de centură; pe suprafața astfel apărută se aplică asolamente cuprinzând în primul rând specii care consumă o mare cantitate de apă (floarea-soarelui, ierburi etc.); în cazul când condițiile hidrogeologice impun aceasta, se poate folosi desecarea biologică mixtă; dacă surplusul apelor freatice este mare, mai ales dacă acestea sunt alimentate și de straturi acvifere locale, se poate amenaja și o rețea rară de canale de colectare-evacuare.

Biodrenajul trebuie aplicat în deplină concordanță cu condițiile naturale (geologice, hidrogeologice etc.), cu cerințele economice locale și naționale, cu regulile agrotehnice și silvo-tehnice, precum și cu cele de hidroameliorații, al căror rol este de a găsi cele mai simple și mai eficiente metode de regularizare a regimului de apă pe un teritoriu amintit.

# PROIECTAREA ȘI EXECUȚIA CANALELOR PERMANENTE ALE SISTEMELOR DE IRIGAȚII ȘI DESECARE

## 2.1. PROIECTAREA CANALELOR ÎN SISTEMELE DE IRIGAȚII

### 2.1.1. CAPACITATEA DE TRANSPORT A CANALELOR

a. *Debitul normal și maxim.* Capacitatea de transport a canalelor permanente (C.M. ÷ C.P.I. – inclusiv) sau debitul maxim – forțat ( $Q_{\max}$ , sau  $Q_{\varphi}$ ) se determină prin:

$$Q_{\max} = q_{\text{nor}} \varphi \quad (2.1)$$

$\varphi$  – coeficient de forțare = 1,10-1,30

$$Q_{\text{nor}} = Q_{\text{net}} + S = \frac{Q_{\text{net}}}{\eta}$$

Debitul normal ( $Q_{\text{nor}}$ ) al oricărui canal de aducțiune ce deservește un asolament cu suprafața  $\omega$ , hidromodulul  $\lambda$  și coeficientul de concomitență  $\zeta$  va fi, pentru randamentul  $\eta$ :

$$Q_{\text{nor}} = \frac{\lambda}{\eta} \cdot \omega \zeta \quad (2.2)$$

Debitul maxim ( $Q_{\max}$ ) al unui canal ce alimentează suprafața  $\omega_0$  ocupată cu orez (dintr-un asolament), pentru a asigura inundarea în  $t_0$  zile, va fi:

$$Q_{\max} = \frac{\omega_0 \omega_1}{t_0} + \omega_0 q' \mu \quad (2.3)$$

în care:

$$\mu = 1 - \frac{1}{t_0}$$

Dacă debitul necesar pentru irigarea întregii suprafețe  $\omega$  a asolamentului de orez este  $Q$ , iar orezul ocupă un procentaj ( $\alpha\omega$ ), debitul normal ( $Q_{\text{nor}}$ ) al canalului ce alimentează sectorul cu orez va fi:

$$Q_{\text{nor}} = Q \frac{\omega_0}{\alpha\omega} \quad (2.4)$$

Și, prin urmare, valoarea maximă a supradimensionării  $\varphi$  va fi:

$$\varphi = \frac{\alpha\omega}{Q} \left( \frac{m_1}{t_0} + q_0 \mu \right) \quad (2.5)$$

Secțiunea unui canal de aducțiune se proiectează pentru  $Q_{\max}$ . În cazul când, pe o lungime  $l$ , canalul pri-

mește un aport freatic (trecând printr-un strat acvifer)  $ql$ , atunci:

$$Q_{\max} = Q_{\text{net}} + S - ql \quad (2.6)$$

b. *Randamentul sistemului de irigație* ( $\eta_0$ ). Pierderile prin infiltrație, scurgere și evaporație de pe parcele, adăugându-se la cele survenite pe rețeaua de canale, contribuie la scăderea randamentului sistemului de irigație ( $\eta_0$ ), reducându-l chiar la 0,40-0,50.

Într-un sistem de irigație perfecționat,  $\eta_0$  trebuie să ajungă la minimum: 0,85-0,90 pe parcelele de irigat, 0,75-0,80 pe rețeaua de canale din interiorul gospodăriei, 0,70-0,75 pe rețeaua de canale de aducțiune.

Randamentul folosirii apei ( $\eta_0$ ) într-un sistem de suprafață  $\Omega$  poate fi calculat prin relația:

$$\eta_0 = \frac{\Omega E'}{V_{\text{brut}}} = \eta \cdot \eta_{\text{sole}} \quad (2.7)$$

în care:

$E'$  este consumul de apă al plantelor la hectar;

$V_{\text{brut}}$  – volumul de apă luat din sursă în aceeași perioadă;

$\eta$  – randamentul canalelor de aducțiune

$$\left( \eta = \frac{V_{\text{final}}}{V_{\text{brut}}} \right);$$

$\eta_{\text{sole}}$  – randamentul folosirii apei pe sole.

Creșterea coeficientului  $\eta_0$ , ca urmare a combaterii pierderilor de apă în canale, se obține prin justa alegere a traseelor canalelor, buna lor execuție, captușirea și funcționarea lor rațională. Trebuie urmărit prin toate mijloacele ca valoarea  $V_{\text{brut}}$  să fie cât mai apropiată de valoarea  $\omega E'$ ; deci  $\eta_0 \rightarrow 1$ .

### 2.1.2. PIERDERILE DE APĂ DIN CANALE

Pierderile de apă din canale se datoresc infiltrației, evaporației și exploatării sistemului. Peste 95% din totalul pierderilor se datoresc infiltrației, care depinde de numeroși factori: natura solului în care este executat canalul; adâncimea la care se află stratul impermeabil; viteza apei în canal; forma secțiunii; debitul de transportat și în sfârșit temperatura aerului și a apei, a cărei creștere intensifică procesul de infiltrație.

În cazul canalelor de pământ, cu secțiune trapezoidală, fenomenul de infiltrație se petrece în două zone.

În zona superioară se produce infiltrarea, în stratul mai compact și mai puțin permeabil, din imediata apropiere a perimetrului udat al canalului, cu viteze de infiltrație perpendiculare pe contur (fig. 2.1) și care urmează legea lui Darcy:  $V = k \cdot j$ .

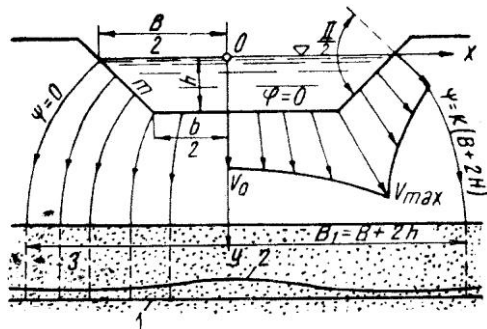


Fig. 2.1. Infiltrația din canal: 1 – nivelul apei subterane fără infiltrație; 2 – nivelul apei subterane cu infiltrație; 3 – nisip.

Mișcarea admite un potențial de viteze  $\phi$ , iar perimetrul udat se confundă cu linia echipotențială  $\phi = 0$ ; această mișcare este cuprinsă între liniile de curent  $\psi = 0$  și  $\psi = k(B + 2h)$ .

Zona inferioară se află în straturile inferioare, situate la o distanță oarecare de fundul canalului; mișcarea infiltrației se produce vertical pe lățimi  $B_1 = B + 2h$ . Pe figură se observă și epura vitezelor de infiltrație, vitezele mai mari având loc în punctele de intersecție ale taluzurilor cu fundul canalului.

Studiul hidrodinamic al fenomenului de infiltrație a apei din canale a permis deducerea diferitelor relații teoretice de calcul; în afara acestora, literatura de specialitate ne pune la îndemână numeroase formule empirice.

Pentru rezolvarea problemelor ingineresti de infiltrație permanentă se pot folosi și aparate speciale, ca hidrintegratorul V.S. Luchianov<sup>1</sup>.

Aparatul (fig. 2.2) se bazează pe modelarea fenomenului de infiltrație, cunoscându-se condițiile limită ale mișcării și pe rezolvarea ecuațiilor diferențiale ce reprezintă fenomenul fizic – prin metoda diferențelor finite.

Caracterul proceselor supuse cercetării integroarelor hidraulice se definește sub forma uneia din următoarele ecuații diferențiale cu derivate parțiale:

Pentru procesele unidimensionale:

$$e \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( a \frac{\partial T}{\partial x} \right) + z$$

Pentru procesele plane:

$$e \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( a \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( b \frac{\partial T}{\partial y} \right) + z \quad (2.8)$$

Pentru procesele spațiale:

$$e \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( a \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( b \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( c \frac{\partial T}{\partial z} \right) + z$$

în care:

$T$  este funcția căutată (presiune, umiditate, temperatură);

$t$  – timpul în care se petrece fenomenul;

$x, y, z$  – coordonatele spațiale (variabile independente);

$e, a, b, c$  – funcții pozitive cunoscute de  $x, y, z$ , iar uneori și de  $T$  sau  $t$  – de exemplu sursa pozitivă sau izvor.

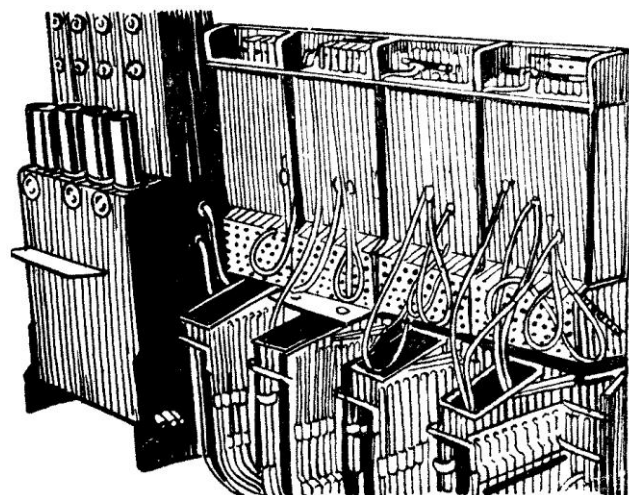


Fig. 2.2. Hidrintegrator.

Formulele teoretice și empirice pentru calculul pierderilor de apă prin infiltrație trebuie aplicate judicios, ținându-se seama în principal de modul de funcționare al canalului – continuu sau intermitent – și de adâncimea la care se află situat nivelul apelor subterane față de fundul canalului.

În urma studiului hidrodinamic al pierderilor de apă prin infiltrație, ing. Vedernikov a dat următoarea formulă de calcul (fig. 2.3 și 2.4):

$$q = 0,0116k(B + \varepsilon h) \text{ m}^3/\text{s la 1 km lungime canal} \quad (2.9)$$

în care:

$$\varepsilon = 2 \frac{K}{K_1} \text{ este dublul raportului integralelor}$$

eliptice de gradul întâi  $K$  și  $K_1$ .

Exprimate în procente din debitul total pe 1 km lungime, pierderile prin infiltrație sunt:

$$p = \frac{1,16k}{Q} (B + \varepsilon h) (\%) \quad (2.10)$$

<sup>1</sup> Revista „Ghidrotehnica i Meliorații”, 1963, nr. 7.



Valorile lui  $\frac{K}{K_1} = f\left(m, \frac{B}{h}\right)$  se pot lua din graficul din figura 2.3.

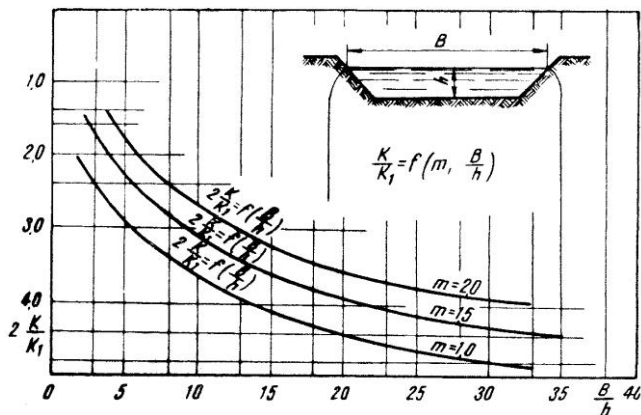


Fig. 2.3. Graficul raportului:  $\frac{K}{K_1} = f\left(m, \frac{B}{h}\right)$ .

Dacă stratul permeabil se află la o adâncime  $T$ , relativ mică față de nivelul apei în canal (fig. 2.4), apa care se infiltrează în canal va curge cu ușurință prin acest strat; debitul infiltrat poate fi calculat cu ajutorul relațiilor 2.9 și 2.10, însă de data aceasta, raportul  $\frac{K}{K_1}$  va depinde și de distanța  $T$ :

$$\varepsilon = f\left(m, \frac{B}{h}, \frac{T}{h}\right)$$

Pentru  $m = 1,5$ , valoarea lui  $\frac{K}{K_1}$  se poate determina cu ajutorul graficului din figura 2.4.

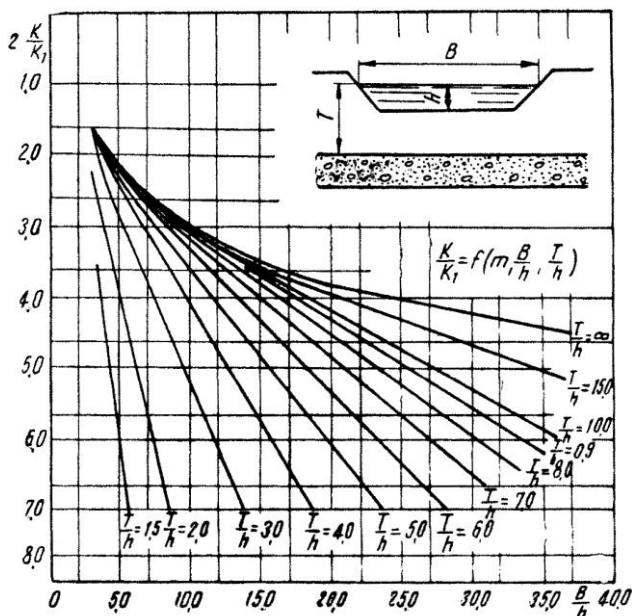


Fig. 2.4. Graficul raportului:  $\frac{K}{K_1} = f\left(m, \frac{B}{h}, \frac{T}{h}\right)$ .

Folosirea acestui grafic este dictată de respectarea uneia din următoarele condiții:

$$\frac{B}{h} \geq 5 \text{ și } \frac{T}{h} \geq 3;$$

$$\frac{B}{h} \geq 10,5 \text{ și } \frac{T}{h} \geq 5;$$

$$\frac{B}{h} \geq 25 \text{ și } \frac{T}{h} \geq 7,2;$$

Dacă nivelul apei subterane se află la o asemenea adâncime încât influențează infiltrația liberă a apei din canal, atunci se recomandă folosirea formulei:

$$q = 0,116T \cdot k \cdot \varepsilon \quad (2.11)$$

A.N. Kosteakov studiază pierderile de apă prin infiltrație în două cazuri:

**Cazul I**, care se referă la canalele de irigație cu funcționare intermitentă – când apa subterană se află la mare adâncime, iar curentul de infiltrație se mișcă liber, A.N. Kosteakov recomandă următoarea formulă:

$$Q = k \left( b + 2vh\sqrt{1+m^2} \right) \text{ m}^3/\text{s și ml} \quad (2.12)$$

în care:

$k$  este coeficientul de filtrație, în m/s;

$b$  – lățimea la fund a canalului, în m;

$v$  – coeficient de corecție pentru infiltrația capilară laterală a apei în taluzurile canalului ( $v = 1,1-1,4$ , în funcție de proprietățile capilare ale solului).

Pentru pierderile pe 1 km de canal, formula (2.12) devine:

$$Q_1 = 0,0116k \cdot h \left( \beta + 2v\sqrt{1+m^2} \right) \text{ m}^3/\text{s și kml}$$

în care:

$$\beta = \frac{b}{h},$$

iar  $k$  se exprimă în m/24 ore.

Procentual, pierderile pot fi exprimate prin relația:

$$p = \frac{1000C_1}{Q_t} 100\% \quad (2.13)$$

în care:

$Q_t$  este debitul total care curge prin canal:

$$Q_t = h^2 (\beta + m) \cdot v \text{ [m}^3/\text{s]} \quad (2.14)$$

Așadar:

$$p = \frac{1,16k}{v \cdot h} \left( \frac{\beta + 2v\sqrt{1+m^2}}{\beta + m} \right) \% \text{ la 1 kml} \quad (2.15)$$

Din relația de mai sus se desprinde raportul invers proporțional dintre pierderile de apă prin infiltrație și viteza apei în canal; rezultă că, în cazul când există tendința către înmlăștinare sau sărăturare a solului, să se evite vitezele mici ale apei în canal, deci instalațiile de barare.

Din relația 2.14 rezultă:

$$h = \sqrt{\frac{Q_i}{(\beta + m)v}}$$

și deci relația 2.15 poate fi scrisă:

$$p = \frac{1,16k}{\sqrt{Q_i \cdot v}} \left( \frac{\beta + 2v\sqrt{1+m^2}}{\sqrt{\beta+m}} \right) \% \text{ la 1 km} \quad (2.16)$$

Relația 2.16 arată că pierderile procentuale de apă din canale sunt cu atât mai mici cu cât debitul transportat este mai mare (ex.: pentru  $Q = 0,283 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $p = 16,07\%$ ; pentru  $Q = 200-300 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $p = 0,05-0,02\%$ ).

În funcție de perimetrul ud al canalului, pierderile de apă minime vor avea loc pentru perimetrul minim, deci, în cazul profilului hidraulic optim când se respectă relația:

$$\beta = 2(\sqrt{1+m^2} - m) \quad (2.17)$$

**Cazul II.** Acesta se referă la situația în care nivelul apei subterane se află la o adâncime mică față de fundul canalului, având loc la un moment dat întâlnirea curentului de infiltrație din canal cu apa subterană lipsită de scurgere și revărsarea laterală a curentului de infiltrație.

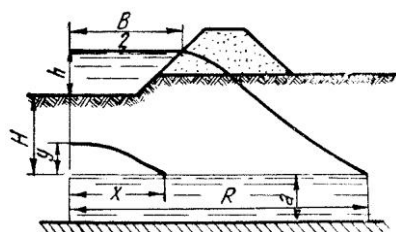
Procesul de infiltrație poate fi urmărit în acest caz în următoarele trei faze:

**Faza I** este aceea în care are loc întâlnirea curentului de infiltrație liber cu limita superioară de ridicare prin capilaritate a apelor subterane, fig. 2.5. Acest timp se determină cu ajutorul relației:

$$t_1 = \frac{\delta}{k} \left( H + h \ln \frac{h}{H+h} \right) \quad (2.18)$$

în care:

$\delta$  este coeficientul de porozitate al solului.



**Fig. 2.5.** Infiltrația apei din canal când nivelul apelor freatice este aproape de suprafața solului.

**Faza a II-a** (în timpul  $t_2$ ) reprezintă procesul de unire a curentului de infiltrație cu cel subteran și cel de ridicare a nivelului acestuia din urmă sub forma unei lentile ce crește în sus și se va revărsa în părți în timpul  $t_2$ , când  $y = H$  și  $x = R$ .

$$t_2 = \frac{\delta BH}{Q - \frac{nkH}{R} \left( \frac{H}{4} + a \right)} \quad (2.19)$$

în care:

$n$  este un coeficient cu valori cuprinse între 3-4;

$a$  – grosimea stratului acvifer în care se include și ascensiunea capilară;

$Q$  – debitul de infiltrație care provine din canal și provoacă ridicarea nivelului lentilei de apă subterană:

$$Q = \frac{nk h_1}{R_0} \left( \frac{h_1}{2} + a \right) \quad (2.20)$$

în care:

$h_1$  este o înălțime oarecare de ridicare ( $y = h_1$ );

$R_0$  – raza de revărsare ( $R = R_0$ ).

Dacă:

$$Q < \frac{nk h_1}{R_0} \left( \frac{h_1}{2} + a \right)$$

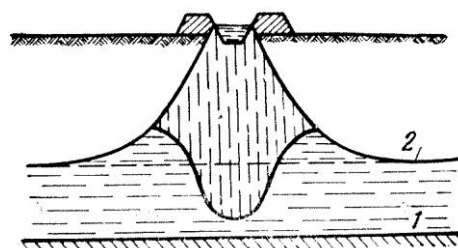
atunci creșterea lentilei de apă subterană nu are loc.

**Faza a III-a** corespunde revărsării laterale a apelor de infiltrație pe fâșia din vecinătatea canalului (fig. 2.6).

Infiltrația se produce acum sub presiune, iar debitul de infiltrație din canal în ambele sale părți este mai mic decât în fazele precedente și poate fi calculat cu relația:

$$Q_{R_1} = \frac{nk(H+h)}{R_1} \left( \frac{H+h}{2} + a \right) \quad (2.21)$$

Formula este valabilă pentru cazul când raza de acțiune a revărsării este  $R_1 > R$ .



**Fig. 2.6.** Revărsarea laterală a apei infiltrate din canal:  
1 – strat impermeabil; 2 – nivelul apei freatice.

**Relațiile empirice** de calculul pierderilor de apă prin infiltrație au la bază observația că acestea sunt în funcție de perimetrul ud al canalului și de proprietățile sale hidrofizice. Dintre acestea fac parte următoarele:

– Formula lui Davis și Wilson:

$$Q = \frac{x}{10.090} P \sqrt[3]{h} \text{ m}^3/\text{s și km} \quad (2.22)$$

în care:

$x$  este un coeficient în funcție de natura solului;

$x = 12-20$  pentru sol lutos;  $x = 30-70$  pentru nisip;

$P$  – perimetrul ud al canalului;

$h$  – adâncimea apei în canal.

– Etcheverry, Moritz și Carpender dau relația simplă:

$$Q = \xi \frac{P}{86,4} \text{ m}^3/\text{s și km} \quad (2.23)$$

în care:

$\xi$  este un coeficient care depinde de natura solului:  $\xi = 0,15-0,23$  pentru sol lutos;  $\xi = 0,35-0,70$  pentru sol nisipos.

Concluzia generală care se desprinde cu privire la calculul pierderilor prin infiltrație este că formulele se vor aplica de la caz la caz, în funcție de condițiile naturale existente (geologice, hidrogeologice, de funcționare a canalului etc.).

### 2.1.3. CALCULUL HIDRAULIC AL CANALELOR DE IRIGAȚIE

#### 2.1.3.1. Caracteristici ale secțiunii canalelor de irigații și forma secțiunii transversale a acestora

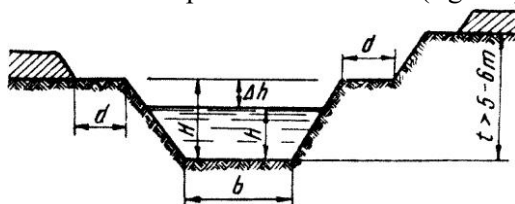
Având în vedere scopul pe care-l deservește, canalele de irigație trebuie astfel proiectate încât să asigure transportul apei pe terenul de irigat în condiții optime de tehnicitate, economie, siguranță și randament.

Forma tipică a profilului unui canal de irigații este trapezoidală. În funcție de cota pe care trebuie să o aibă apa din canal pentru a domina suprafața de irigat, asemenea canale pot fi construite în rambleu sau semirambleu, dar uneori pot fi executate și în debleu – de exemplu, partea inactivă a canalului magistral.

Canalele de colectare și evacuare se construiesc numai în debleu, pentru a asigura evacuarea apei de pe toată suprafața irigabilă.

*Secțiunea canalelor construite în debleu.* Canalele de irigație se construiesc în debleu în cazul când traversează terenuri cu o cotă sau o pantă destul de mare, pentru a asigura o dominație a nivelului apei asupra suprafețelor de irigat.

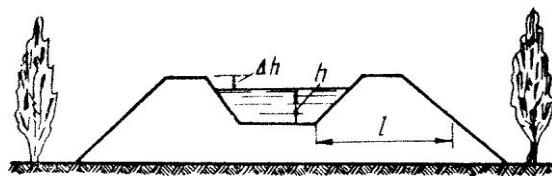
Dacă adâncimea debleului depășește 5-6 m, taluzurile canalului se prevăd cu banchete (fig. 2.7).



**Fig. 2.7.** Secțiunea transversală a unui canal de distribuție în debleu.

*Secțiunea canalelor construite în rambleu.* Construcția în rambleu se practică la canalele de distribuție atunci când acestea traversează depresiuni sau terenuri cu pantă mică (în lunci) (fig. 2.8).

Pe cât posibil, asemenea secțiuni se evită, din cauza marilor cheltuieli de construcție, întreținere și exploatare, din cauza pericolului de rupere a digurilor și a nevoii de a crea gropi de împrumut pentru executarea rambleelor.



**Fig. 2.8.** Secțiunea transversală a unui canal de distribuție în rambleu.

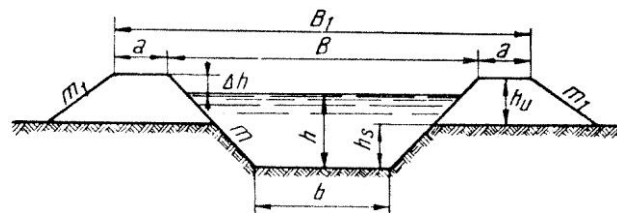
La această secțiune, digurile trebuie supraînălțate cu 15-30% în vederea tasărilor ulterioare.

*Secțiunea canalelor construite în semirambleu.* Aceasta este forma cea mai răspândită în sistemele de irigație și devine economică în cazurile când materialul provenit din debleu poate acoperi necesarul pentru construcția rambleelor (plus 10-30% în vederea tasării). Din această condiție se deduce relația

$$b = \frac{2h_u}{\eta h_s} \left( a + \frac{m + m_1}{2} h_u \right) - m h_s \quad (2.22)$$

în care:

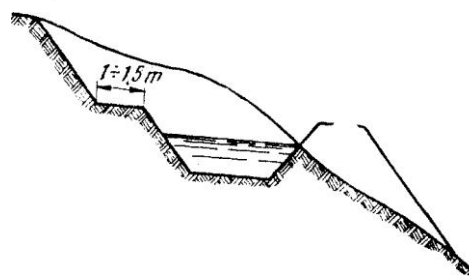
$\eta$  este coeficient de tasare,  $\eta = 0,8-0,9$  (fig. 2.9).



**Fig. 2.9.** Secțiunea transversală a unui canal de irigație în semidebleu – semirambleu.

*Secțiunea canalelor construite pe versant.* Pentru obținerea cotei de dominație cu terasament redus, canalele de aducțiune pot urmări curbele de nivel, chiar în cazul unui versant. Evitarea degradării prin materialul antrenat de apele din amonte, precum și evitarea inundării zonei joase – prin ruperea digului aval – se realizează prin construirea unor banchete (fig. 2.10), rigole și diguri rezistente, sub forma zidurilor de sprijin cu fundație în trepte (fig. 2.11).

În cazul când nivelul apei canalului trasat pe un versant se află deasupra nivelului suprafeței terenului, canalul se încadrează cu ramblee bine consolidate, de forma zidurilor de sprijin (de exemplu Canalul Gignac – fig. 2.12.).



**Fig. 2.10.** Secțiune transversală.

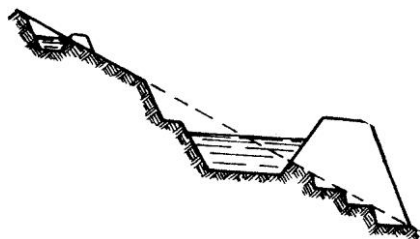


Fig. 2.11. Secțiune transversală printr-un canal de aducțiune prevăzut cu canal de coastă  $\left(i_t > \frac{1}{10}\right)$ .

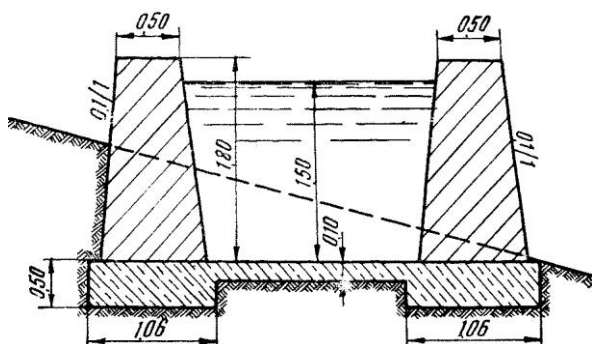


Fig. 2.12. Secțiune transversală prin canalul Gignac.

În terenurile cu pante foarte mari (în zonele de captare – partea inactivă), construcția canalelor prezintă dificultăți (fig. 2.13).

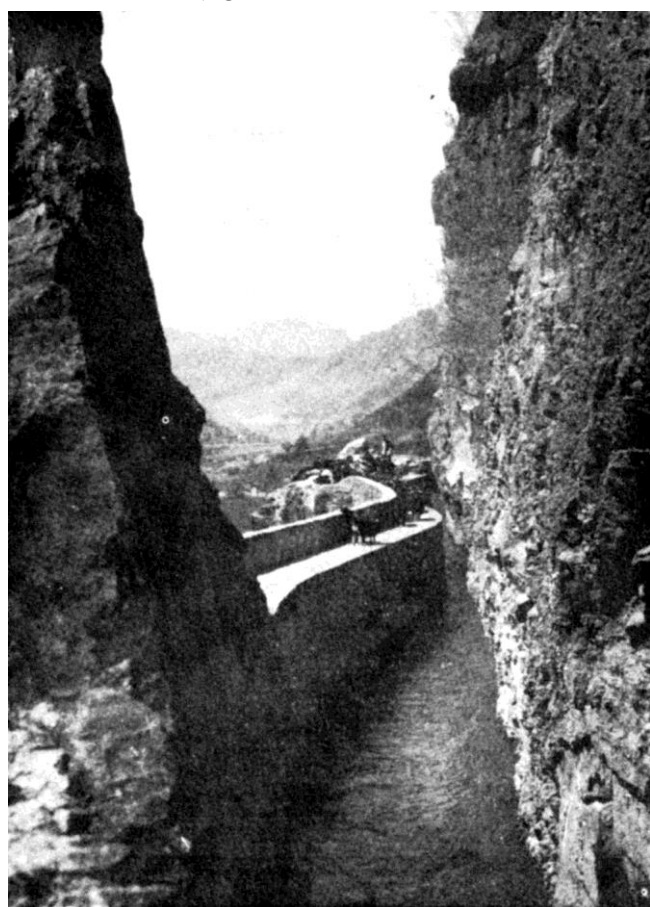


Fig. 2.13. Canal de irigație în zonă de munte (China – 1963).

În figura 2.14 se vede secțiunea unui canal – apeduct – care transportă apa de-a lungul unui versant cu o pantă foarte mare.

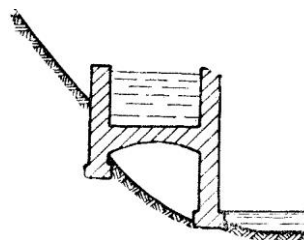


Fig. 2.14. Secțiune transversală printr-un canal-apeduct de-a lungul unui versant.

La canalele executate în rambleu, se folosește la construirea digurilor pământul rezultat din săparea canalelor de colectare și evacuare apropiate, precum și acela rezultat din debleu, pentru canalele executate în semirambleu. Când materialul obținut astfel este insuficient sau lipsește, se recurge la materialul luat din „gropi de împrumut” (interioare sau exterioare).

Gropile de împrumut *interioare* se fac pe fundul canalelor, sub cota fundului proiectat (cu 0,5-0,8 m deasupra stratului permeabil) și au forma unor tranșee, despărțite din loc în loc prin dopuri de 2-3 m. Cu timpul, aceste gropi interioare, care îndeplinesc și rolul de bazine de decantare, se colmatează cu materialul transportat de apă.

Gropile de împrumut *exterioare* se amplasează în afara digurilor canalului de irigație, la o distanță de 1-2 m de piciorul taluzului, deci lateral și de-a lungul acestuia.

Din cauza faptului că prin aceste gropi de împrumut se pierd suprafețe utile de teren, se creează locuri propice dezvoltării buruienilor, condiții favorabile de înmălășinare și răspândire a paludismului, trebuie evitată pe cât posibil executarea de gropi de împrumut externe. Se recomandă ca pe toată lățimea lor, gropile de împrumut să fie nivelate, folosite agricol, sau plantate cu perdele de protecție (fig. 2.15).

Gropile de împrumut se admit numai pentru canalele mari, deserving una sau mai multe gospodării.

Pentru canalele din interiorul gospodăriei nu se creează gropi de împrumut permanente. Gropile făcute în mod provizoriu se nivelează o dată cu nivelarea terenului și se iau în cultură.

În tehnica actuală se tinde din ce în ce mai mult la înlocuirea canalelor deschise, săpate în pământ, prin jgheaburi prefabricate din beton armat sau prin rețele de conducte de aducțiune și distribuție sub presiune.

Problema folosirii jgheaburilor a fost luată în cercetare și în țara noastră și chiar s-a aplicat în anul 1964 la sistemul de irigații Olt – Stoenești (fig. 2.16 și fig. 2.17) și la sistemul de irigații Baldovinești – Galați, deoarece prezintă următoarele calități mai importante:

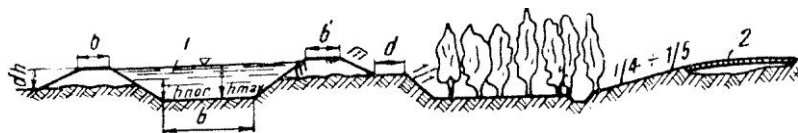


Fig. 2.15. Secțiune transversală printr-un canal de distribuție, groapă de împrumut plantată și drum de exploatare: 1 – canal de aducțiune; 2 – drum.

permite industrializarea construcției amenajărilor și executarea lucrărilor în tot timpul anului; ridică randamentul sistemelor de irigații (prin reducerea pierderilor de apă) și permite automatizarea măsurării debitelor, menținerii nivelului și derivării apei; în sfârșit, nu trebuie neglijat faptul că suprafața ocupată de jgheaburi este mult mai redusă decât cea necesară construirii canalelor în pământ. Se evită în acest caz deplasarea volumelor mari de terasament, se mărește suprafața irigată și se conservă potențialul de fertilitate al solului.

Pentru jgheaburile prefabricate se folosesc secțiuni semicirculare, parabolice și de semielipsă.

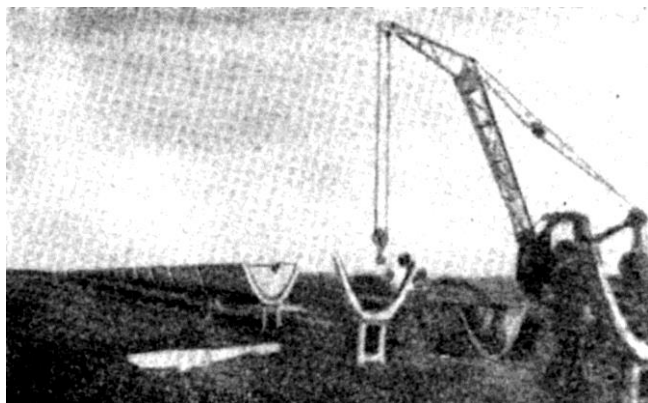


Fig. 2.16. Jgheab din beton armat prefabricat, în montare, în sistemul de irigații Olt-Stoenești – 1964.



Fig. 2.17. Tronson de jgheab cu vane pentru distribuția bilaterală în conducte flexibile.

### 2.1.3.2. Elemente privind calculul canalelor de irigații

Calculul hidraulic al canalelor de irigații prezintă îndeobște o problemă cunoscută; se va insista în cele ce urmează numai asupra unor aspecte specifice, ca:

– Metode expeditiv de calculul canalelor cu secțiunea trapezoidală în cazul când mișcarea apei este permanentă și uniformă.

– Necesitatea și importanța calculului hidraulic al canalelor de irigație pentru mișcarea permanentă gradual variată.

– Vitezele admisibile ale apei în canalele de irigație.

– Recomandări cu privire la calculul canalelor de irigații.

– Elementele de calcul pentru jgheaburi prefabricate folosite în sistemele de irigații.

*Metode expeditiv de calculul hidraulic al canalelor cu secțiune trapezoidală, pentru mișcarea permanentă uniformă.* Calculele și verificările secțiunilor transversale ale canalelor de irigație trebuie făcute pentru  $Q_{max}$ ,  $Q_{nor}$  și  $Q_{min}$ .

Proiectantul trebuie să asigure trecerea unui debit maxim pentru  $n_{max}$  în timpul exploatării. Dominația nivelului apei dintr-un canal asupra canalului de ordin inferior trebuie asigurată pentru: trecerea lui  $Q_{nor}$  cu  $n_{nor}$  în canalul de ordin superior, pentru  $Q_{max}$  în canalul de ordin inferior.

În ceea ce privește  $Q_{min}$ , acesta va sta la baza verificării neînnămolirii și pentru condițiile de regularizare a debitelor și a nivelurilor.

Ordinea de calculare a canalelor de irigație este: canalele de alimentare, care transportă debite variate pe diferitele lor tronsoane, se calculează din aval spre amonte, iar canalele de colectare invers, din amonte spre aval, adică în direcția creșterii debitelor. Pentru restul canalelor de alimentare sau evacuare, care au debite constante, ordinea de calculare nu are importanță.

Calculul hidraulic al canalelor se bazează pe cele două relații fundamentale:

$$Q = \Omega \cdot V \quad (2.23)$$

și

$$V = C \sqrt{RI} \quad (\text{Chézy, 1775}) \quad (2.24)$$

în care:

$$R = \frac{\Omega}{P};$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (\text{Manning});$$

$$C = \frac{1}{n} R^y \quad (\text{Pavlovski});$$

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,1)$$

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{I}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{I}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad (\text{Ganguillet-Kutter});$$

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \text{ (Bazin);}$$

$$Q = \Omega C \sqrt{RI} = K \sqrt{I};$$

$$\Omega = h(b + mh)$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = b + m' \cdot h \quad (2.26)$$

$$m' = 2\sqrt{1 + m^2}$$

Pentru canalele de irigație, valorile coeficienților de rugozitate ( $n$ ) se pot lua din tabelul 2.1.

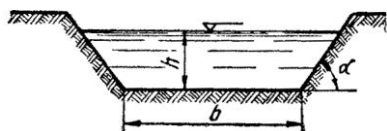


Fig. 2.18. Secțiune transversală printr-un canal trapezoidal (ctg  $\alpha = m$ ).

Tabelul 2.1. Valorile coeficienților de rugozitate  $n$

Felul canalului	Canal săpat în pământ			Canal betonat		
	$n$ minim	$n$ normal	$n$ maxim	$n$ minim	$n$ normal	$n$ maxim
Canale mari	0,0017	0,0225	0,0275	0,012	0,04	0,017
Canale mijlocii și canale de distribuție	0,020	0,0225 0,025	0,0275	0,013	0,015	0,017
Canale principale de irigație și de sector	—	0,025	0,030	0,013	0,015	0,017
Canalele rețelei de colectare	—	0,030	—	—	—	—

Formula secțiunii și a perimetrului udat capătă în funcție de lățimea relativă  $\beta$  a canalului  $\left(\beta = \frac{b}{h}\right)$  următorul aspect:

$$\Omega = h^2(\beta + m)$$

și

$$P = h(\beta + m')$$

Problemele de calcul hidraulic pe care ni le pun canalele de irigație sunt fie de *verificare* – mai ales în cazul reprofilarilor – fie de *dimensionare*.

Calculule de verificare se fac și pentru: asigurarea neînnămolirii canalului, în care caz trebuie să se țină seama de  $Q_{nor}$  și  $n_{max}$ ; asigurarea neerodării canalului și a regularizării albiei, care se face în funcție de  $Q_{max}$  și  $n_{min}$ ; regularizarea unor debite mici pentru determinarea locului instalațiilor de barare pentru  $Q_{max}$  și  $n_{min}$ .

Pentru dimensionarea canalelor ne stau la îndemână atât *metodele analitice* ca: *metoda încercărilor*, *metoda modelului abstract*, *a secțiunilor asemenea* etc., cât și *metode expeditivă, tabelare și grafice* (Tabelele

Schewior, „Îndrumătorul pentru dimensionarea canalelor”, „Calculul canalelor tip de irigație” – Lașiță Em. și Ciupurescu – ș.a.)

„Îndrumătorul pentru dimensionarea canalelor” (Editura Agro-Silvică, 1960) permite: aplicarea metodei secțiunilor asemenea secțiunilor trapezoidale cu taluze egale, de mărimi diferite și la care raportul  $\beta$  este același. Între o secțiune udată  $\Omega$  și secțiunea  $\Omega_0$ , la care  $h_0 = 1$ , corespunde raportul:

$$\frac{\Omega}{\Omega_0} = \frac{h^2(\beta + m)}{h_0^2(\beta + m)} = h^2$$

de unde

$$\Omega = \Omega_0 h^2 \quad (2.27)$$

Raportul perimetrelor va fi:

$$\frac{P}{P_0} = \frac{h(\beta + m')}{h_0(\beta + m')} = h$$

de unde:

$$P = P_0 h \quad (2.28)$$

Raportul razelor hidraulice va fi:

$$\frac{R}{R_0} = \frac{h^2}{h} = h$$

de unde>

$$R = R_0 h \quad (2.29)$$

În sfârșit, raportul modulelor de debit rezultă:

$$\frac{K}{K_0} = \frac{\Omega C \sqrt{R}}{\Omega_0 C_0 \sqrt{R}} = h^2 \cdot h^y \cdot h^{0,5} = h^{2,5+y}$$

Notând:  $2,5 + y = x$ , se obține:

$$\frac{K}{K_0} = h^x \quad (2.30)$$

Formula 2.30 reprezintă relația de bază în cazul aplicării acestei metode, iar îndrumătorul dă tabelele cu valorile lui  $h^x$  pentru diferite adâncimi; pentru exponentul  $x$  s-a luat o valoare medie, corespunzătoare coeficienților de rugozitate cuprinși între limitele 0,0225-0,030.

### 2.1.3.3. Necesitatea și importanța calculului hidraulic al canalelor de irigație pentru mișcarea permanentă gradual variată

În tehnica proiectării canalelor de irigație se neglijează de cele mai multe ori calculul curbilor suprafeței libere ce apar în cazul mișcării permanente gradual variate. În cazul canalelor mari (de exemplu canalele de aducțiune și distribuție), ca și la cele de aspersiune, acest lucru nu trebuie admis din punct de vedere tehnic și economic (de exemplu, s-ar putea asigura cota de dominație a apei într-un canal cu ajutorul unui stăvilor, în loc de a obține din proiectare, așa cum se procedează în mod obișnuit).

Pentru trasarea profilului curenților permanenți

în mișcare gradual variată (fig. 2.19), metodele analitice au ca punct de plecare ecuația diferențială ce exprimă raportul dintre variația adâncimilor curentului ( $dh$ ) și cea a lungimii lui ( $dl$ ); această ecuație poate avea forma:

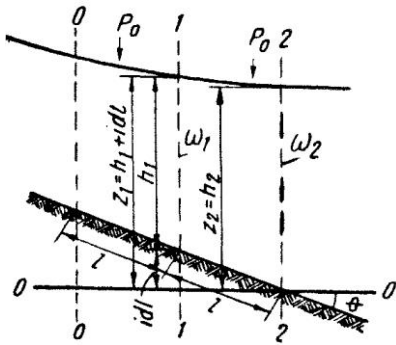
$$\frac{dh}{dl} = \frac{I - J_r}{\frac{de}{dl}} = \frac{I - \frac{V^2}{e^2 R}}{\frac{de}{dh}} \quad (2.31)$$

În care:

$I$  este panta fundului canalului;

$J_r$  – energia specifică disipată pe unitatea de lungime a albiei;

$\frac{de}{dh}$  – variația energiei specifice a secțiunii în raport cu adâncimea.



**Fig. 2.19.** Linia suprafeței libere în cazul mișcării gradual variate.

Plecând de la această ecuație se poate folosi fie metoda diferențelor finite, care conduce la rezultate foarte bune, însă este laborioasă, fie diferite procedee de integrare. Însemnătatea și precizia ecuației 2.31 au fost confirmate de cercetările experimentale ale lui Mononobe pentru canale de diverse secțiuni.

Procedeele particulare de integrare (Bresse, Rühlmann, Puppini etc.) se referă la forme simple de secțiuni – rectangulare, triunghiulare și parabolice, considerându-se constantă valoarea coeficientului lui Chézy; procedeele mai generale de integrare (Bakmeteff, Evangelisti, Varennes, Kozeny) se aplică pentru orice formă a secțiunii transversale și țin seama în mod diferit de variația perimetrului ud al secțiunii și a razei hidraulice, cu adâncimea curentului  $h$ .

La proiectare, reține atenția în mod deosebit metoda lui Bakmeteff, bazată pe relația cunoscută a modulelor de debit:

$$\left(\frac{K_1}{K_2}\right)^2 = \left(\frac{h_1}{h_2}\right)^x \quad (2.32)$$

În urma integrării relației 2.31 pe baza expresiei 2.32, se ajunge la următoarea formulă folosită în practică:

$$\frac{I \cdot l}{h} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - \bar{j}) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \quad (12.33)$$

în care:

$$j_m = \frac{\alpha \cdot I \cdot C_m^2 \cdot B_m}{g \cdot P_m}$$

Bazându-se pe relația 2.32, metoda descrisă mai sus pentru determinarea lungimii  $l$  pe care se întinde curba suprafeței libere sau a adâncimilor apei în diverse secțiuni  $h_1, h_2, \dots, h_n$  poartă numele de *metoda exponentului hidraulic al albiei*.

În cazul aplicării metodei diferențelor finite se folosește relația:

$$\Delta_i l = \frac{e_{i+1} - e_i}{I - \left( \frac{J_{r_{i+1}} + J_{r_i}}{2} \right)} \quad (2.34)$$

formulă ce reprezintă o formă transformată a relației 2.31;  $e_i$  și  $e_{i+1}$  reprezintă valorile pe care le are energia specifică a secțiunii – respectiv distanța liniei de sarcină totală de la nivelul apei la fundul canalului – în secțiunea inițială din amonte și cea din aval, pe distanța  $\Delta_i l$  a albiei în care adâncimea curentului are variațiile corespunzătoare:

$$\Delta_i h = h_{i+1} - h_i$$

La trecerea de la relația 2.31 la relația 2.34 s-a ținut seama că:

$$(I - J_{r_m}) \Delta_i l = \Delta_i e \quad (2.35)$$

în care  $J_{r_m}$  este valoarea medie a rezistenței pe tronsonul respectiv.

Calcululele pot fi mai ușor conduse dacă se întocmesc graficele curbelor  $e = f(h)$  și  $J_r = f(h)$  și dacă se întabelează datele.

#### 2.1.3.4. Vitezele admisibile ale apei în canalele de irigație

Canalele de irigație trebuie să îndeplinească câteva condiții pe care proiectantul trebuie să le verifice: *neerodarea albiei*; *neînnămolirea canalului*; *stabilitatea albiei*. Viteza medie, corespunzătoare adâncimii minime a apei în canal  $h_{\min}$ , trebuie să fie cu 10-20% sub limita vitezelor maxime de afuere a fundului și taluzelor.

Viteza critică de antrenare  $V_{0cr}$  – viteza în zona de fund a curentului la care începe mișcarea prin târâre a particulelor solide – se poate determina fie din tabele, fie cu ajutorul diferitelor formule empirice, fie, în sfârșit, în cazul unor lucrări importante, pe cale experimentală.

A.A. Cerkasov exprimă legătura dintre viteza de antrenare și raza hidraulică printr-o relație simplă:

$$V_{cr} = V_{0cr} R^m \quad (2.36)$$

în care:

$V_{0cr}$  este viteza critică de antrenare corespunzătoare unei raze hidraulice de 1 m;

$m$  este un coeficient care depinde de natura terenului.

Pentru canalele de irigații, valorile vitezelor critice de afuere se pot lua și din tabele<sup>1</sup>.

Dintre formulele empirice de calculul vitezei de antrenare se recomandă cele ale lui I.I. Levi:

– dacă  $\frac{h}{d_m} > 60$ :

$$V_{m0} = 1,4\sqrt{gd_m} \lg \frac{h}{7d_m}$$

și

– dacă  $60 > \frac{h}{d_m} > 10$

$$V_{m0} = 1,4\sqrt{gd_m} \left( 1 + \ln \frac{h}{7d_m} \right) \quad (2.37)$$

În care:

$V_{m0}$  este viteza medie a curentului de antrenare inițială;

$d_m$  – diametrul mediu al aluviunilor;

$\frac{h}{7d_m}$  – netezimea relativă a albiei.

*Prevenirea înnămolirii canalelor* se poate face, în general, prin adoptarea unor viteze mari care împiedică totodată și dezvoltarea vegetației (0,75-0,80 m/s – după Fortier).

Viteza de sedimentare ( $V_s$ ) – viteza medie la care începe depunerea la fund a aluviunilor purtate în suspensie – poate fi determinată de asemenea tabelar<sup>2</sup>, din formule empirice sau pe cale experimentală, în cazul unor lucrări de mare amploare.

Dintre formulele empirice elaborate în acest scop sunt importante pentru sistemele de irigații cele ale lui Kennedy, Lassey și Zamarin.

După Kennedy:

$$V_{cr} = 0,545kh^{0,64} \text{ [m/s]} \quad (2.38)$$

$k = 1,1-1,2$ , când apa este foarte tulbură;

$k = 0,6-0,7$ , când apa este relativ limpede.

Prelucrând datele lui Kennedy, Lassey a propus pentru determinarea vitezei critice de antrenare în suspensie următoarea formulă:

$$V_{cr} = 0,646k^{0,5}R^{0,5} \quad (2.39)$$

în care coeficientul  $k$  are aceeași semnificație ca și în formula lui Kennedy.

Între  $\Omega$ ,  $k$  și  $V_{cr}$ , Lassey stabilește relația:

$$\Omega k^2 = 134,2V_{cr}^5 \quad (2.40)$$

iar între  $Q$ ,  $k$  și  $V_{cr}$ :

$$Qk^2 = 134,2V_{cr}^6 \quad (2.41)$$

Știind că  $P = \frac{\Omega}{R}$ , se poate scrie, în funcție de

2.39 și 2.40:

$$P = \frac{134,2V_{cr}^5k}{2,4k^2V_{cr}^2} = \frac{55,92V_{cr}^3}{k} \quad (2.42)$$

sau, ținând seama de 2.41:

$$P = \frac{55,92(0,442\sqrt[6]{Qk^2})^3}{k} = 4,83\sqrt{Q} \quad (2.43)$$

În cazul când debitul  $Q$ , caracteristica aluviunilor  $k$  și taluzul  $m$  sunt cunoscute, în baza relațiilor lui Lassey se poate determina în primul rând perimetrul muiat în funcție de  $Q$  (formula 2.43); se determină apoi viteza critică de sedimentare în curent, cu ajutorul relației 2.41:

$$V_{cr} = 0,442\sqrt[6]{Qk^2};$$

Suprafața secțiunii muiate  $\Omega$  se determină din:

$$\Omega = \frac{Q}{V_{cr}} = \frac{Q}{0,442\sqrt[6]{Qk^2}} = \frac{2,262\sqrt[6]{Q^5}}{\sqrt[3]{k}} \quad (2.42)$$

Pentru determinarea adâncimii apei în canal se știe că  $\Omega = h(b + m \cdot h)$  și, deci,  $b = \frac{\Omega}{h} - mh$ . Introducând pe  $b$  în expresia perimetrului, se obține:

$$P = b + 2h\sqrt{1+m^2} = \frac{\Omega}{h} - m \cdot h + 2h\sqrt{1+m^2}$$

de unde:

$$h^2(2\sqrt{1+m^2} - m) - P \cdot h + \Omega = 0 \quad (2.45)$$

și deci:

$$h = \frac{P \pm \sqrt{P^2 - 4(2\sqrt{1+m^2} - m)\Omega}}{2(2\sqrt{1+m^2} - m)} \quad (2.45')$$

Practic,  $h > 0,8-1$  m în C.D. și max. 3-4 în C.M.

După ce s-a aflat adâncimea apei în canal, se

poate determina lățimea la fund  $b$ , raportul  $\beta = \frac{b}{h}$  fiind

dat în majoritatea cazurilor prin condiția de stabilitate a albiei ( $\beta = 1-6$ , pentru C.D. și max. 12 C.M.).

Considerând că viteza de sedimentare este legată de turbiditatea curentului (greutatea de corpi solizi raportată la unitatea de volum), Zamarin recomandă următoarele formule de calcul:

$$V_s = W_m^{1,5} \sqrt{\frac{\rho}{0,022\sqrt{RJ}}}, \text{ pentru } W_m > 0,002 \text{ m/s} \quad (2.46)$$

<sup>1</sup> V. Blidaru, *Irigații*, Editura Agro-Silvică – 1954, p. 469.

<sup>2</sup> V. Blidaru, *Irigații*, Editura Agro-Silvică – 1954, p. 469-



$$V_s = \sqrt{\frac{\rho \sqrt{W_m}}{\sqrt{RJ}}}, \text{ pentru } W_m < 0,002 \text{ m/s} \quad (2.47)$$

Formulele sunt valabile pentru albiile deschise – prismatice și neprismatice – cu  $\rho < 5\text{-}6 \text{ kg/m}^3$ .

### 2.1.3.5. Recomandări generale cu privire la calculul canalelor de irigație.

#### Taluzele canalelor

Alegerea valorii coeficientului unghiular al taluzului este în funcție de proprietățile solului, de metoda de execuție a lucrărilor, de adâncimea canalului, viteza curentului etc.

Stabilitatea taluzelor trebuie calculată în special la canalele mari. Pentru aceasta se pot folosi metode ca: metoda prof. N.N. Goldștein<sup>1</sup>; metoda N.N. Maslov; metoda cercului de fricțiune; metode care necesită determinarea eforturilor efective ce apar în interiorul masivelor de pământ ș.a.; pentru economisirea timpului de lucru și deci a costului proiectării se recomandă folosirea mașinilor electronice<sup>2</sup>.

Condiția de stabilitate în plan a secțiunii canalului este asigurată pentru valori ale lui  $\beta = \frac{b}{h}$  date de relația:

$$\beta = 3\sqrt[4]{Q} - m \quad (2.48)$$

*Pierderile de sarcină locale în canalele de irigații.* Variațiile pe distanță scurtă ale formei traseului sau ale formei secțiunii, ca și diferitele obstacole aflate în albie: pilele unui pod, grătar, ca și orice instalație hidrotehnică etc., produc pierderi de sarcină locală.

În cazul lărgirii bruște a canalului de la secțiunea  $\Omega_1$  la secțiunea  $\Omega_2$ , pierderile de sarcină se pot calcula cu formula lui Borda:

$$h_r = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g\Omega_1^2} \left(1 - \frac{\Omega_1}{\Omega_2}\right)^2 \quad (2.49)$$

în care:

$V_1$  și  $V_2$  reprezintă vitezele medii ale curentului în amonte și aval de lărgire.

În cazul îngustării secțiunii albiei, pierderile de sarcină se vor calcula cu ajutorul formulei:

$$h_r = \zeta \frac{V_2^2}{2g} \quad (2.50)$$

Valorile coeficientului  $\zeta$  iau din tabele în funcție de raportul  $\frac{\Omega_1}{\Omega_2}$ .

<sup>1</sup> Vezi V. Blidaru, *Irigații*; Editura Agro-Silvică, București, 1954, p. 428.

<sup>2</sup> Ing. Vlad Perlea, *Calculul stabilității taluzurilor cu ajutorul mașinilor electronice*, „Hidrotehnica, Gospodărirea Apelor și Meteorologia”, nr. 12 – 1964.

Când îngustarea nu se face brusc, ci continuu, cu un unghi de convergență  $< 12^\circ$ , pierderile se vor calcula cu relația:

$$h_r = \zeta \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (2.51)$$

în care:  $\zeta = 0,10$ .

Când intrarea în canal se face printr-un tronson de formă hidrodinamică, pierderile de sarcină se calculează cu relația (2.50), cu  $\zeta = 0,05$ .

La întreținerea canalelor cu poduri, apeducte etc., pierderile de sarcină pot fi calculate din relația:

$$h_r = Z = \frac{Q^2}{b_c^2 h_a \varphi^2 2g} \quad (2.52)$$

În care:

$b_c$  – este lățimea contractată și se poate determina cu ajutorul relației:

$$b_c = b - 0,2\zeta n H_0 \quad (2.53)$$

în care:

$b$  – este distanța dintre pile sau culee;

$\zeta$  – coeficient de formă al pilelor sau culeelor (0,4-1);

$n$  – numărul contracțiilor laterale;

$H_0$  – adâncimea curentului în bieful amonte, ținându-se seama de viteza de acces;

$h_a$  – adâncimea apei în bieful aval;

$\varphi$  – coeficientul de viteză.

Lățimea digului la coronament variază în funcție de natura solului și de debit, de la 0,8-2,5 m, putând ajunge la 3-4 m pentru canale mari.

În cazul coronamentului carosabil, lățimea lui se determină după nevoia circulației și poate fi de 3-12 m și mai mult, pentru eventuale autostrăzi.

*Panta canalelor.* Panta canalelor nu se studiază separat, ci rezultă din proiectarea cotei de comandă și este în funcție și de viteza de neerodare și neînnămolire, precum și de condiția ca terasamentele de executat să fie minime ( $I_{\max} = 0,002\text{-}0,006$ ;  $I_{\min} = 0,0002\text{-}0,001$ ).

*Banchetele.* Rolul banchetelor ce se construiesc pe canalele de irigație de dimensiuni mari este: de a permite transportul mașinilor de întreținut și exploatat canalul; de a permite circulația lucrătorilor; de a apăra canalul de căderea pământului de pe taluze; de a ușura executarea săpăturii la un canal prea adânc; de a permite scurgerea unui debit forțat; de a permite o eventuală lărgire (ulterioară) a canalelor.

De obicei, banchetele se construiesc la o înălțime de 0,3 m deasupra nivelului maxim al apei din canalele de distribuție-irigație și la o înălțime de 0,6 m deasupra nivelului maxim al apei din canalele de aducțiune (C.M.; C.D.D.G.).

*Supraînălțarea digurilor și a banchetelor peste nivelul apei din canale, necesară tasării, variază între 5*

și 20%, în funcție de natura materialului din care sunt construite.

Pentru sistematizarea calculelor și pentru luarea în considerație a tuturor factorilor de care depinde o judicioasă dimensionare, proiectantul poate urmări următoarele etape:

- Determinarea debitului net pe care trebuie să-l transporte canalul pentru a satisface necesitățile de apă ale suprafeței respective.

- Stabilirea elementelor geometrice provizorii ale canalului în funcție de care se determină pierderile de apă în canal și randamentul acestuia.

- Stabilirea debitelor de calcul ale canalului: debit normal, debit maxim, debit forțat.

- Stabilirea cotelor de dominație ale nodurilor de distribuție și întocmirea profilului longitudinal al luciului apei și fundului canalului pentru debitul normal.

- Proiectarea definitivă a secțiunii transversale a canalului, ținându-se seama de toate condițiile pe care aceasta trebuie să le îndeplinească ( $Q_{\max}$  și  $n_{\max}$ ,  $Q_{\min}$  și  $n_{\min}$ ).

- Stabilirea cotelor definitive ale luciului apei și coronamentului digurilor canalului – proiectarea profilului longitudinal pentru  $Q_{\max}$  și  $n_{\max}$ .

## 2.1.4. ELEMENTELE DE CALCUL PENTRU JGHEABURILE PREFABRICATE FOLOSITE ÎN SISTEMLILE DE IRIGAȚII

### 2.1.4.1. Secțiunea semicirculară

Jgheaburile din beton armat precomprimat (fig. 2.20) au de cele mai multe ori secțiuni semicirculare, parabolice sau de semielipsă.

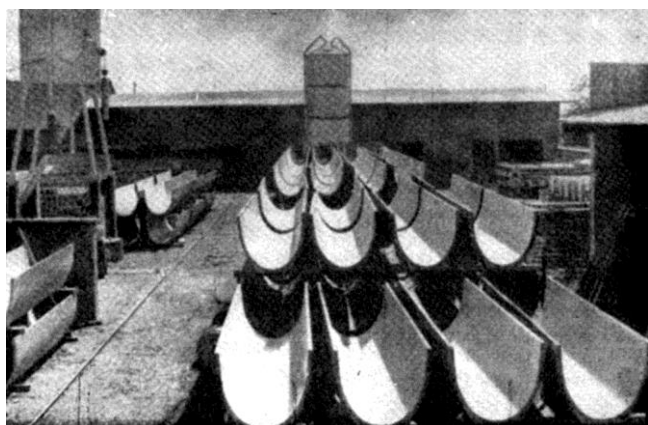


Fig. 2.20. Jgheaburi prefabricate folosite în sistemele de irigații.

În Franța se folosesc, pe lângă secțiunile parabolice, și cele semicirculare, fig. 2.21 (de exemplu, în bazinul hidrografic al râului Rhône). În cazul când secțiunea nu este plină, înseamnă că  $h < r$  și  $B < 2r$ ,  $h$

fiind adâncimea apei în canal,  $r$  raza semicercului,  $B$  lățimea la gură a jgheabului.

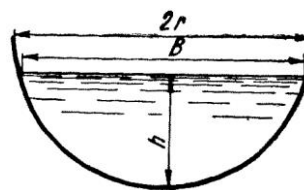


Fig. 2.21. Secțiune semicirculară.

În funcție de unghiul la centru  $\varphi$  și de raza  $r$ , elementele geometrice ale jgheabului se vor determina astfel:

$$\begin{aligned} B &= 2r \sin \frac{\varphi}{2} \\ h &= 2r \sin^2 \frac{\varphi}{4} = r \left( 1 - \cos \frac{\varphi}{2} \right) \\ P &= \frac{\pi}{180^\circ} r \varphi^\circ = 0,01745 r \varphi \\ \Omega &= \frac{\pi \varphi - 180 \sin \varphi}{360} r^2 \\ R &= \frac{\pi \varphi - 180 \sin \varphi}{2\pi \varphi} r \end{aligned} \quad (2.54)$$

Notând cu  $\psi$  raportul  $\frac{\Omega}{R^2}$ , se obține următoarea relație fundamentală a mișcării uniforme:

$$Q = \psi R^2 C \sqrt{RI} = \psi F(R) \sqrt{I} \quad (2.55)$$

în care:

$$F(R) = CR^{2,5}$$

Determinarea elementelor geometrice și hidraulice ale canalelor segmentiforme se poate face cu ușurință cu ajutorul tabelelor<sup>1</sup> întocmite, pe baza unor relații deduse din condiția de echivalență a debitului transportat de un canal cu o rază hidraulică oarecare, cu acela transportat de un canal cu  $R_{opt}$ .

### 2.1.4.2. Secțiunea parabolică

Pentru jgheaburile prefabricate cu această secțiune se consideră ecuația generală:

$$y = \frac{1}{2p} x^2 \quad (2.56)$$

Notând lățimea la gură cu  $b = 2B_p$  și adâncimea apei în canal  $h = H_p$ , se observă din figura 2.22 că:

$$CA = B_p \text{ și } OC = HP.$$

Pentru  $p = 0,2$ , rezultă:

$$y = 2,5x^2 \quad (2.57)$$

<sup>1</sup> I.I. Agroskin. *Ghidravliceskii rasciot kanalov*, Moskva, 1958.

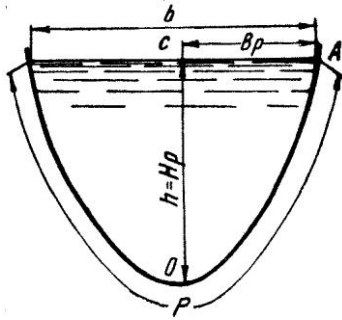


Fig. 2.22. Secțiune parabolică.

Pentru parabola interioară a jgheaburilor executate la noi în țară pentru un tronson de canal lung de 500 m, de pe traseul unui canal principal de irigație din sectorul Studina – sistemul de irigație Olt – Stoenest – Vișina, s-a adoptat ecuația de mai sus; pentru parabola exterioară  $y = 2,223x^2$ , iar pentru parabola armăturii  $y = 2,4x^2$ .

Elementele geometrice ale secțiunii se calculează cu ajutorul următoarelor relații:

$$\Omega = \frac{2}{3}bh \quad (2.58)$$

$$P = p \left[ \sqrt{2\frac{h}{p}\left(1 + 2\frac{h}{p}\right)} + \ln \left( \sqrt{2\frac{h}{p}} + \sqrt{1 + 2\frac{h}{p}} \right) \right] \quad (2.59)$$

Observând că punctului A de pe parabolă îi corespunde:

$$H_p = \frac{B_p^2}{2p}$$

se poate scrie:

$$\Omega = \frac{2}{3} \frac{B_p^2}{p}$$

și:

$$P = \frac{B_p}{p} \sqrt{p^2 + B_p^2} + p \ln \left( \frac{B_p}{p} + \frac{1}{p} \sqrt{p^2 + B_p^2} \right)$$

de unde rezultă – neglijând  $p^2 = 0,04$  – expresia aproximativă a razei hidraulice:

$$R_p = \frac{2B_p^3}{3p \left( \frac{B_p^2}{p} + p \ln \frac{2B_p}{p} \right)} \quad (2.60)$$

Pentru a se ușura calculul hidraulic al canalelor parabolice s-au întocmit grafice, tabele, nomograme (graficul Pavlovski, tabelele Agroskin, nomogramele cu transparent orientat date de G.S. Hovanski).

Dimensionarea canalelor pe baza materialului citat oferă însă mai multă precizie în cazul canalelor executate în pământ, care transportă debite mari.

### 2.1.4.3. Secțiunea semieliptică

Notând cu  $a$  semiaxa mare ( $a = H_e$ ) și cu  $b$  semi-axa mică ( $b = B_e$ ) (fig. 2.23) elementele geometrice ale unei secțiuni se vor putea calcula cu ajutorul următoarelor relații:

$$\Omega = \frac{\pi ab}{2} \quad (2.61)$$

$$P = \pi r = \pi \left( \frac{3}{2} \frac{a+b}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{ab} \right) \quad (2.62)$$

$$R = \frac{\Omega}{P} = \frac{2ab}{3(a+b) - 2\sqrt{ab}}$$

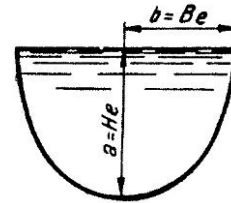


Fig. 2.23. Secțiune semieliptică.

Pentru a putea reda sub formă tabelară și grafică calculul hidraulic al jgheaburilor cu forma de semi-elipsă a secțiunii transversale<sup>1</sup> s-a scris expresia razei  $R$

în funcție de  $\frac{b}{a} = \frac{1}{k}$ :

$$R = \frac{2a}{3(k+1) - 2\sqrt{k}} \quad (2.63)$$

și s-a făcut raportul:

$$\frac{\Omega}{R^2} = \frac{\pi \left[ 9(k+1)^2 + 4k - 12\sqrt{k}(k+1) \right]}{8k} \quad (2.64)$$

Anulând derivata de ordinul I a funcției de mai sus, rezultă că pentru ca profilul semielipsei să fie optim din punct de vedere hidraulic, trebuie respectată condiția  $k = 1$ .

Pentru calculul hidraulic al elementelor corespunzătoare profilului semielipsei, s-au dedus următoarele relații de calcul:

$$\frac{R}{R_{opt}} = \frac{2,5 + y}{\sqrt{f(K)}} \quad (2.65)$$

$$\frac{a}{R_{opt}} = \frac{3(k+1) - 2\sqrt{k}}{2} \frac{R}{R_{opt}} \quad (2.66)$$

$$\frac{b}{R_{opt}} = \frac{3(k+1) - 2\sqrt{k}}{2k} \frac{R}{R_{opt}} \quad (2.67)$$

<sup>1</sup> V. Blidaru, E. Blidaru, C. Cismaru, „Contribuții la alegerea formei secțiunii transversale a jgheaburilor prefabricate din beton armat pentru irigații”. Sesiunea științifică a cadrelor didactice, Iași, 1965, Institutul Politehnic Iași.

$$\frac{V}{V_{opt}} = \frac{C\sqrt{RI}}{(CR)_{opt}\sqrt{I}} = \left(\frac{R}{R_{opt}}\right)^{0,5+y} \quad (2.68)$$

Formulele au fost deduse avându-se în vedere că, la limită, semielipsă tinde către un semicerc, în care caz, expresia razei hidraulice optime este:

$$R_{opt} = A_1 \sqrt[8]{\left(\frac{Q}{\sqrt{I}}\right)^3} \quad (2.69)$$

în care  $A_1$  este o constantă a cărei valoare depinde de coeficientul de rugozitate al albiei.

Pentru a putea face recomandări în ceea ce privește alegerea formei secțiunii transversale a jgheaburilor prefabricate din beton, s-au întocmit<sup>1</sup> graficele  $Q = f(h)$  pentru  $h_{parabolă}$ ,  $h_{semielipsă}$  și  $h_{semicerc}$  și s-a constatat că debitul de 2 m<sup>3</sup>/s este asigurat pentru o înălțime  $h_p = 1,30$  m,  $h_{semielipsă} = 1,10$  m și  $h_{semicerc} = 1,0$  m.

*Calculul static al jgheaburilor cu contur curbiliniu<sup>2</sup>* se poate face pe baza următoarelor ipoteze:

1° De a considera tronsonul de jgheab ca o bară cu pereți subțiri și cu contur rigid.

2° De a considera tronsonul de jgheab ca o placă subțire, curbă, cu luarea în considerație a deformațiilor conturului.

Alegerea uneia sau alteia din cele două ipoteze de mai sus este în funcție de raportul  $\frac{l}{B}$ , dintre lungimea tronsonului de jgheab  $l$  – sau distanța dintre reazeme – și lățimea la partea superioară a jgheabului

( $B$ ) și raportul  $\frac{h}{\delta}$  dintre înălțimea  $h$  și grosimea  $\delta$  a

pereților jgheabului. Din calculul momentelor încovoietoare a reieșit că momentul încovoietor transversal este de 1,6 ori mai mare la jgheabul parabolic față de cel semieliptic (raportul semiaxelor s-a luat 0,7).

Folosirea tiranților la partea superioară a jgheaburilor micșorează de 4-5 ori momentele încovoietoare transversale și totodată grosimea pereților jgheabului. Momentul încovoietor transversal maxim este de 4,8 ori mai mare la jgheabul parabolic față de cel semicircular, în cazul folosirii tiranților.

În cazul adoptării secțiunii semieliptice se pot folosi ecuațiile:

– Pentru semielipsă interioară:

$$y = 1,43\sqrt{0,1764 - x^2}$$

– Pentru semielipsă exterioară:

$$y = 1,43\sqrt{0,207 - x^2}$$

– Pentru semielipsă armăturii:

$$y = 1,43\sqrt{0,1914 - x^2}$$

## 2.1.5. CARACTERISTICI ÎN PROIECTAREA REȚELEI PERMANENTE DE CANALE DE ADUCȚIUNE – IRIGAȚIE ȘI EVACUARE ÎN SISTEMUL DE IRIGAȚIE

Canalele permanente, în afară de cantitățile de apă necesare irigației, uneori transportă și apa necesară la satisfacerea altor cerințe: pentru navigație, hidroenergetică, alimentarea și aprovizionarea cu apă a centrelor populate, industriale și agricole etc. În acest caz rețeaua de canale permanente este echipată cu instalațiile necesare – cu ecluze, porturi, stații de pompare etc., și este prevăzută cu un program special de funcționare și de distribuire a apei.

Rețeaua de canale permanente a sistemului de irigație se împarte în două grupe: rețeaua de aducțiune-distribuție-irigații și rețeaua de colectare-evacuare.

Din cauza importanței pe care o prezintă în rețeaua de aducțiune *canalul magistral* și instalațiile de pe el, se vor da câteva indicații suplimentare.

### 2.1.5.1. Canalul magistral

Funcțiunile canalului magistral fiind diferite, de-a lungul traseului său deosebim: *partea inactivă* care are rolul de a transporta apa de la sursă până la prima distribuție, de a crea apei în acel punct un nivel de dominație asupra terenurilor irigabile, de a opri și reține aluviunile de fund și cele mari de suprafață ( $d > 0,15$  mm), pentru a nu intra în sistemul de irigație; *partea activă* care are rolul de a transporta și distribui apa între canalele de distribuție dintre gospodării și de a menține cotele de dominație asupra terenurilor irigabile.

Proiectarea părții inactive a canalului magistral (numită impropriu „inactivă” pentru faptul că de-a lungul ei nu se face nici o distribuție de apă) reclamă un studiu laborios. Partea inactivă trebuie astfel trasată ca apa să poată ajunge gravitațional la punctele cele mai înalte și îndepărtate ale suprafeței interesate, excepție făcând, bineînțeles, ridicările de teren izolate.

Stabilirea definitivă a traseului se face pe bază de studii și cercetări efectuate pe teren și la birou, care constau din studii topografice, geologice, hidrogeologice, geotehnice și cercetarea materialului existent în regiune, pentru construirea canalului și instalațiilor.

Fâșia de teren, care urmează a fi cercetată pentru trasarea canalului, trebuie să cuprindă o zonă mai mare, cu suprafețele de colectare a afluenților – pâraie, torenți, izvoare – care vin dinspre malul înalt. În cazul când

<sup>1</sup> Cazan Ion, Proiect de diplomă, Facultatea Hidrotehnică, I.P.I. – 1965.

<sup>2</sup> Sugaev V.V., *Vibor formî poperecingo secenia i metoda rasceta sbornâh jelezobe tonih lotkov dlia orositelnih sistem*, în: „Ghidrotehnica i Meliorația” nr. 11, 1963.

traseul canalului trece printr-o regiune plană, care nu este amenințată nici de eroziune, nici de apele mari ale cursului de apă învecinat, fâșia de studiu se limitează numai la aceea necesară traseului. Întregul material de studii și proiectare este centralizat pe profilul longitudinal – care reprezintă piesa de bază a proiectului oricărui canal.

În figura 12.24 se arată un exemplu de profil geologic și constructiv prin traseul unui canal de irigații permanent. Totodată sunt trecute și celelalte elemente hidraulice și constructive ale canalului, putând servi ca model orientativ.

Trasarea părții inactive a canalului magistral întâmpină adesea greutăți din cauza condițiilor naturale orografice, care impun alegerea unui traseu mai lung sau recurgerea la construcții speciale și costisitoare, ca: tunele, apeducte, pereți de sprijin etc.

**Tunele hidrotehnice.** Acestea se întâlnesc pe partea inactivă a canalului magistral: când în punctul

de priză malul râului este abrupt și mult prea înalt față de nivelul apei din canal, în care caz priza se poate face în tunel (fig. 2.25); când trebuie traversate boturi de deal a căror ocolire ar putea fi prea costisitoare; în cazul transportării apei din bazinul unui râu în bazinul altui râu, atunci când râurile sunt despărțite printr-o cumpănă de separație a apelor prea ridicată (de exemplu, unirea râurilor Bârzava și Nera).

În tunelele hidrotehnice, apa se poate scurge fie sub presiune, fie liber.

În execuția tunelelor trebuie să se țină seama în mod deosebit de condițiile geologice și hidrogeologice ale zonei, care impun alegerea traseului, a căptușelii, rezistența în exploatare, costul etc.

În urma excavării tunelului, starea de eforturi interioare în roci se schimbă, împingerea masivului de pământ fiind preluată de consolidări și căptușeala tunelului. Presiunea verticală  $P$  exercitată de masiv pe unitatea de lungime a excavației se determină în ipo-

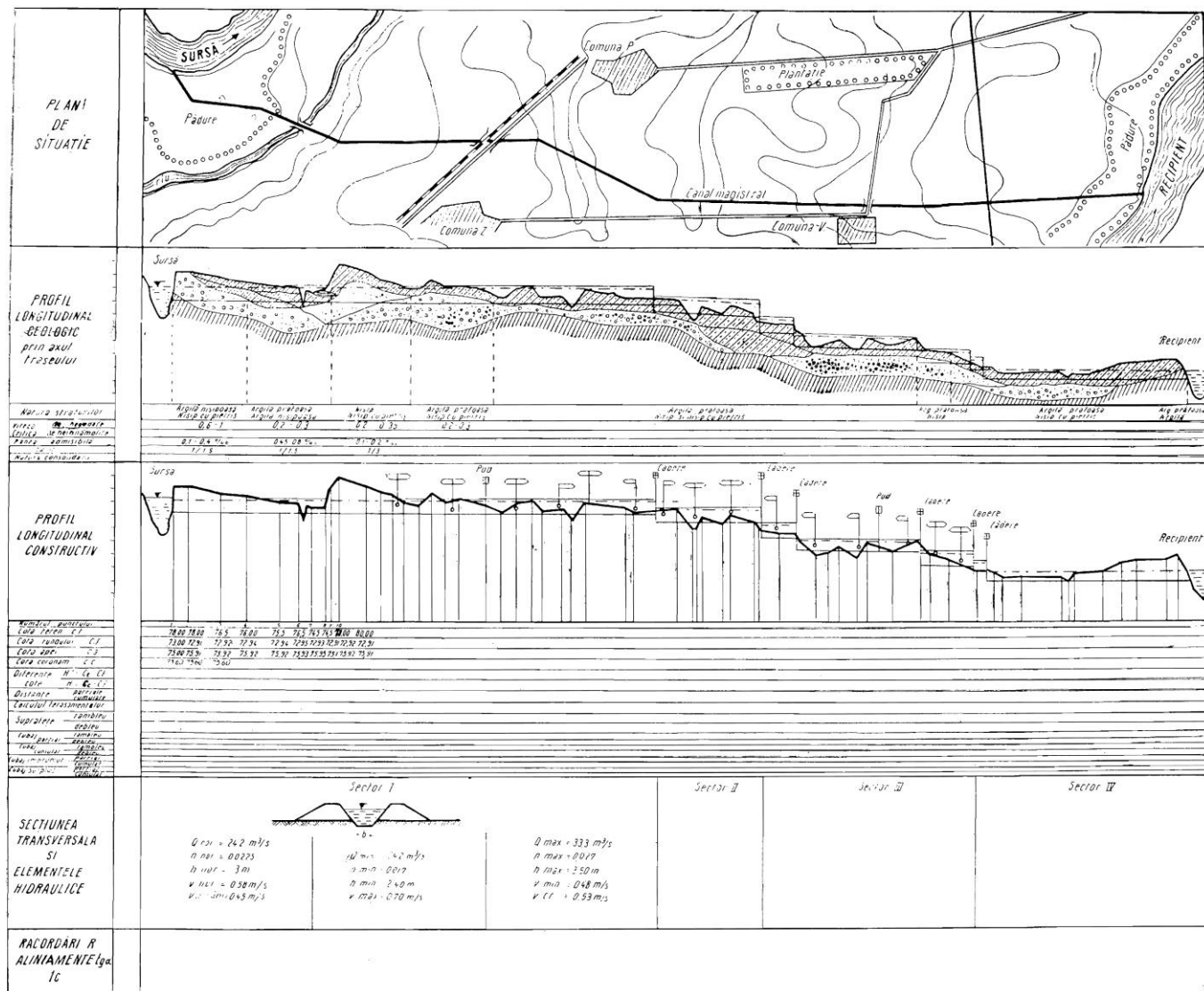


Fig. 2.24. Schiță de profil longitudinal – geologic și constructiv – pentru un canal magistral sau de distribuție.

teza că bolta de surpare are un contur parabolic (fig. 2.26), cu relația:

$$P = \frac{2}{3} l H \gamma = \frac{2 \gamma l}{3 f}$$

în care:

$H$  este înălțimea bolții de surpare:  $H = \frac{l}{2f}$ ;

$l$  – lumina deschiderii;

$f$  – coeficientul de rezistență al rocii;

$\gamma$  – greutatea specifică aparentă a rocii.

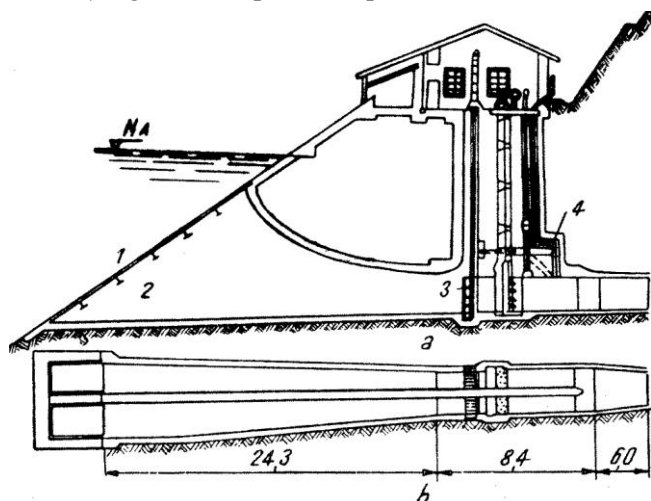


Fig. 2.25. Priză de apă cu tunel: a – secțiune; b – plan; 1 – grătar; 2 – cameră de intrare; 3 – obloane mobile; 4 – conductă de aer.

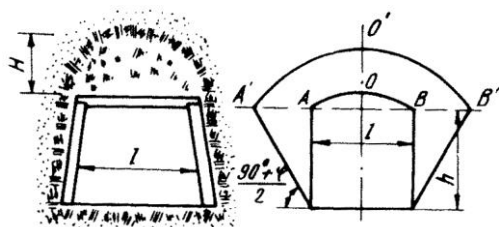


Fig. 2.26. Presiunea verticală și laterală rezultată din împingerea masivului.

Presiunea laterală poate fi considerată aproximativ  $\frac{1}{3} P$  sau se poate determina cu relația:

$$E = \gamma h t g^2 \left( 45^\circ - 0,5\varphi \right) \left\{ \frac{2}{3f} \left[ 1 + h t g \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] + \frac{h}{2} \right\}$$

în care:

$\varphi$  – este unghiul taluzului natural al pământului.

Pentru tunelele la care scurgerea este liberă, cea mai indicată secțiune este de formă circulară-boltită (fig. 2.27).

Debitul transportat de un tunel cu o secțiune de dimensiunile date în figura 2.27 (după E.A. Zamarin) este de 80 m<sup>3</sup>/s, cu o adâncime maximă de umplere de 4,48 m.

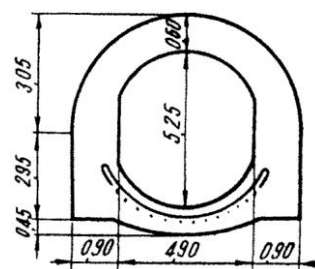


Fig. 2.27. Exemplu de secțiune transversală a unui tunel cu scurgere liberă.

În figura 12.28 se vede partea de ieșire a unui canal-tunel pentru irigații executat în zona de munte (China, 1962).



Fig. 2.28. Canal-tunel pentru irigații în zonă de munte (China)

Secțiunea circulară se folosește în special la tunelele cu scurgere sub presiune.

Pentru protejarea pereților și plafonului tunelului se execută căptușeli din piatră, zidărie, beton, tablă de oțel sau combinate. Dacă la acțiunea apelor căptușeala nu rezistă, este necesară executarea unui drenaj atât longitudinal cât și transversal.

*Ziduri de sprijin.* Acestea se folosesc atunci când un canal traversează un povârniș abrupt sau o fâșie de mal unde nu este loc pentru construirea digurilor (v. fig. 2.12) sau există pericolul de spălare din cauza terenului slab.

La întretărirea canalului magistral cu depresțiuni sau cursuri de apă se construiesc fie apeducte (fig. 2.29) fie dükere (v. fig. 3.56), fie se fac treceri de nivel.



Fig. 2.29. Apeduct (Sidney).

*Probleme relative la navigabilitatea canalului magistral și la amplasarea de hidrocentrale.* În cazul când partea inactivă a canalului magistral servește și de cale de navigație, precum și de canal de aducțiune pentru hidrocentrale, construcția acestuia capătă o serie de caracteristici care îl deosebesc de canalele ce transportă numai apa necesară irigației.

Dintre problemele ce se ridică în legătură cu navigația, se menționează: asigurarea lărimii dreptunghiului de navigație și a pescajului necesar; deschiderea podurilor și înălțimea lor deasupra luciului apei, care trebuie să permită trecerea vaselor; în cazuri speciale, podurile pot fi basculante (fig. 2.30); stabilirea pantei canalului, pentru a asigura o viteză a apei ce nu va stânjeni navigația; supralărgirea canalelor la fund cu 5-1 m pentru curbele cu  $R = 600-2000$  m; stabilirea punctelor de ancoraj pentru înnoptare sau staționare; stabilirea de bazine pentru întoarcerea vaselor; stabilirea de porturi de așteptare la ecluze; lucrări de artă speciale.

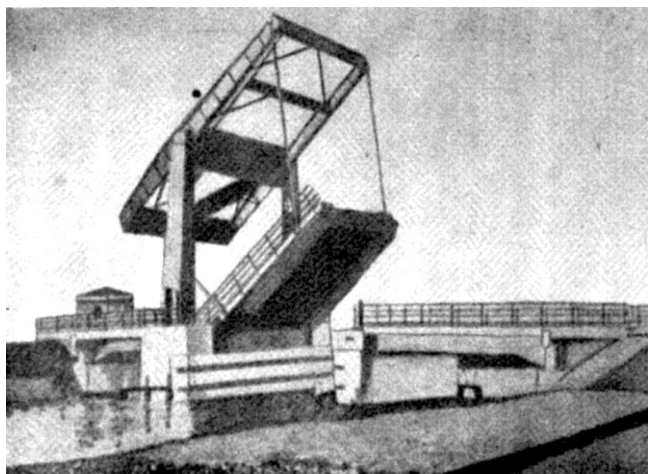


Fig. 2.30. Pod basculant peste un canal pentru trecerea navelor.

*Ecluze de navigație pe canalele sistemelor de irigații.* În punctele cu diferențe mari de nivel între biefuri, pentru trecerea vaselor, se construiesc ecluze de navigație, pentru a căror proiectare trebuie să se cunoască: caracteristica și capacitatea vaselor ce vor naviga; componența convoaielor de vase încărcate ce trec prin ecluză; debitul și elementele geometrice ale canalului magistral; diferențe de nivel lângă ecluză.

În fig. 2.31 se dă un exemplu de secțiune transversală a unui canal de irigație și navigație ( $Q_{nor} = 11,5$  m<sup>3</sup>/s și  $Q_{max} = 17,2$  m<sup>3</sup>/s;  $I = 0,0003$ ,  $\Delta h = 2$  m).

Trecerea vaselor din bieful amonte spre bieful aval și invers se face prin intermediul unei camere fixe (sas), în care nivelul apei variază între limitele nivelului amonte și a celui aval. În părțile amonte și aval, ecluzele sunt prevăzute cu pereți și vane care reglează intrarea și ieșirea din sas (fig. 2.32).

În timpul trecerii vaselor prin ecluză nu sunt permise remuuri și scăderi de niveluri mai mari de 10 cm lângă porțile ecluzei, care ar îngreua atât irigația cât și navigația. Pentru a se evita acest lucru se face de-a lungul ecluzei un canal de derivare (fig. 2.33), care permite trecerea debitului pentru irigație în timpul folosirii ecluzei.

Pentru unirea celor două biefuri, pe canalul de derivație în dreptul ecluzei, se execută o cădere de apă.

În ecluze, scurgerea apei se poate produce fie înecat, fie liber. Pentru cazul când scurgerea se face prin deversare, calculul debitului se face cu relația cunoscută:

$$Q = \varepsilon mb \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} = \varepsilon b M H_0^{\frac{3}{2}}$$

Dacă deversorul cu prag lat funcționează în condițiile scurgerii înecate, se folosește relația:

$$Q = \varepsilon q b h \sqrt{2g(H_0 - h)}$$

Pentru scurgerea liberă sau înecată pe sub vană, pentru calcule preliminare, se pot folosi relațiile:

$$Q = \varepsilon m b h_v \sqrt{2g(H_0 - 0,5h_v)}$$

$$Q = \varepsilon m b h_v \sqrt{2gZ_0}$$

În care:

$h_v$  este înălțimea de ridicare a vanei deasupra pragului deschiderii;

$Z_0$  – diferența de nivel dintre biefuri.

Partea inactivă a canalului magistral este locul cel mai indicat pentru construirea hidrostațiilor<sup>1</sup>, pentru că pe această porțiune trece debitul cel mai mare și oferă cele mai bune posibilități de luptă împotriva aluviunilor. Dar asemenea instalațiile, deși de dimensiuni mai mici, pot fi construite și pe canalele de distribuție, precum și pe cele de evacuare cu debit permanent.

<sup>1</sup> Microhidrocentrale, gatere, mori etc.



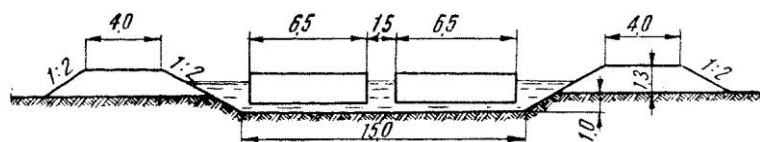


Fig. 2.31. Secțiune transversală printr-un canal de irigație – navigație.

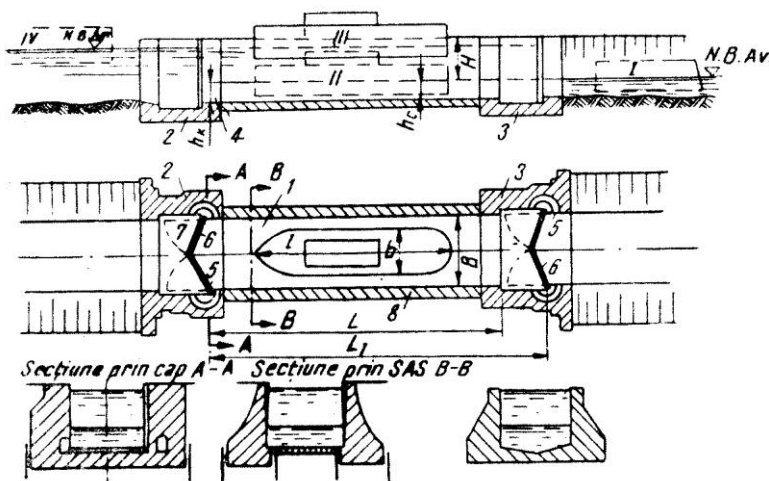


Fig. 2.32. Schema ecluzei navigabile: 1 – sas; 2 – capul superior; 3 – capul inferior; 4 – busc; 5 – orificii de golire; 6 – poartă; 7 – camerele porților; 8 – pereți laterali; 9 – radier.

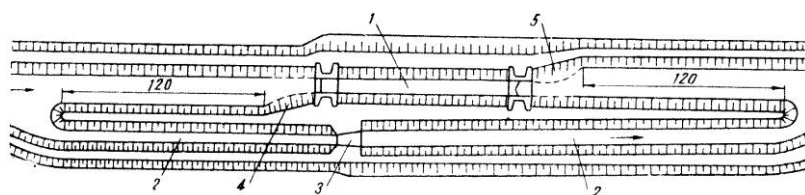


Fig. 2.33. Planul instalațiilor de pe un canal de irigație-navigație la ecluză: 1 – ecluză de navigație; 2 – canal de derivare; 3 – cădere; 4 – intrarea în ecluză; 5 – ieșire din ecluză.

În ceea ce privește poziția și funcționarea lor, hidrocentralele se pot amplasa în diferite locuri:

– La începutul canalului magistral, în aval de regulatorul frontal (fig. 2.34), în care caz ele funcționează fie pe baza diferenței de nivel creată prin bararea râului pentru a obține debitul stabilit prin graficul de consum, fie pe baza unui debit maxim (linia *my*, fig. 2.35) dacă o permite sursa.

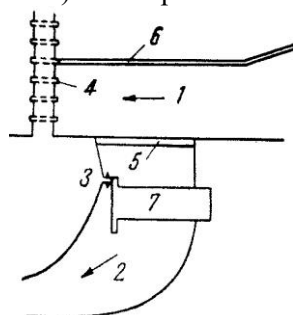


Fig. 12.34. Amplasarea hidrocentralei la începutul canalului magistral: 1 – râu; 2 – canal magistral; 3 – evacuare; 4 – baraj; 5 – regulator frontal; 6 – perete despărțitor; 7 – hidrocentrală.

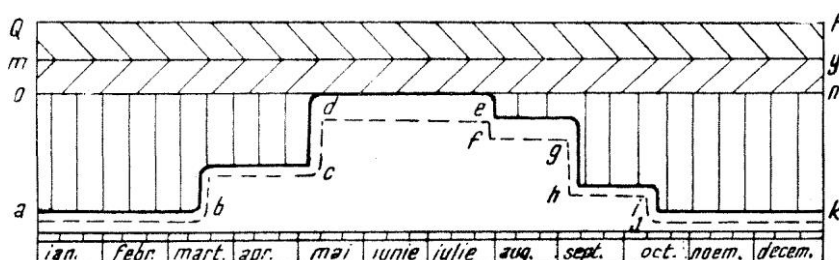


Fig. 2.35. Graficul debitului de apă luat din sursă pentru irigație și pentru hidrocentrală.

Ceva mai mult, acest tronson de canal se poate supradimensiona la nevoie, pentru a transporta un debit mărit (linia *QP*). Debitul excedentar, peste cel cerut de irigații (*a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, k*), se poate trimite înapoi în râu printr-un canal de evacuare, ce pleacă de la hidrocentrală spre acesta. În figură, debitul de evacuat este reprezentat prin suprafața hașurată.

– Pe traseul părții inactive a canalului magistral, dacă există posibilitatea de a crea diferența de nivel necesară pe canal, prin barare (fig. 2.36).

– La începutul canalului de evacuare al canalului magistral (fig. 2.37).

– Pe traseul unui canal magistral, la un nod hidrotehnic.

– Într-un punct unde se creează o cădere și totodată pleacă și canalul de evacuare se poate instala concentrat un complex hidrotehnic ce funcționează cu întregul debit luat din sursă (fig. 2.38).

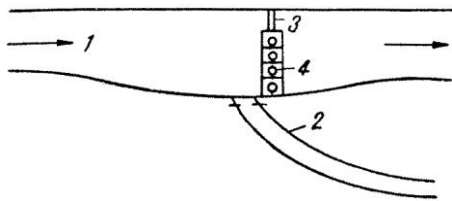
Un sistem de a produce energie hidraulică, specific pentru irigația prin ridicare mecanică, este următorul: debitul luat din râu *Q*, în drumul său spre hidrostație, este împărțit în două (*Q<sub>T</sub>* și *Q<sub>p</sub>*). Prima parte *Q<sub>T</sub>* intră în turbină și acționând-o dă energia necesară pentru ridicarea debitului *Q<sub>p</sub>* cu ajutorul pompei, situată pe aceeași axă cu turbina.

Debitul *Q<sub>T</sub>* este:

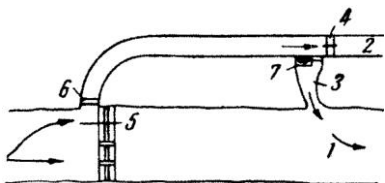
$$Q_T = \frac{Q_p H_p \eta_p \eta_T}{\eta_p H_T} \quad (2.69)$$

– Un exemplu de folosire a canalelor de irigații și desecări în scopuri multiple îl oferă și Canalul Morilor din complexul hidroameliorativ „Crișul Alb – Canalul Morilor” (fig. 2.39). Acest canal, executat în perioada 1834-1840, este folosit pentru desecarea și irigarea zonei din stânga Râului Crișul Alb, aval de Buteni (V. Blidaru și colab., „Monografia lucrărilor de hidroameliorații din R.P.R.”, vol. I, 1962, pag. 240).

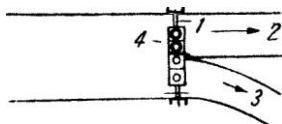




**Fig. 2.36.** Amplasarea hidrocentralei la un punct de cădere pe canalul magistral: 1 – canal; 2 – canal de spălare și evacuare; 3 – baraj transversal (ecluză); 4 – hidrocentrală.



**Fig. 2.37.** Schema unui nod hidroenergetic pe canalul magistral: 1 – râu; 2 – canal magistral; 3 – canal de evacuare; 4 – baraj mobil; 5 – baraj cu stăvilare de spălare; 6 – stăvilă regulator frontal; 7 – uzină hidroelectrică.

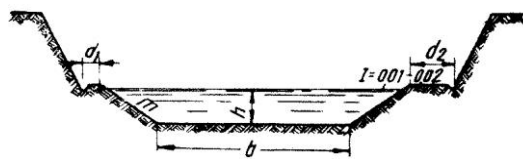


**Fig. 2.38.** Complex hidroenergetic: 1 – baraj-ecluză; 2 – canal magistral; 3 – canal de evacuare; 4 – uzină hidroelectrică.

Prin destinația inițială, pe acest canal cu:  $Q = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $b = 2,5 \text{ m}$ ;  $h = 1,5 \text{ m}$ ;  $i_m = 0,33\text{‰}$ ,  $L = 83,5 \text{ km}$ , s-au instalat 13 mori.

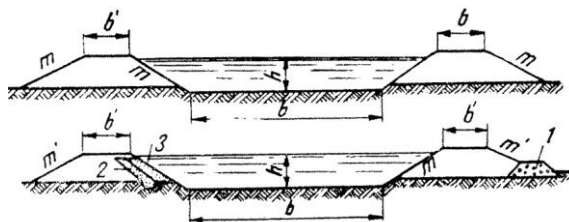
În acest mod de folosire complexă a canalelor magistrale din sistemele hidroameliorative este indicat să se conceapă proiectele respective.

*Caracteristici ale secțiunii părții inactive.* Partea inactivă a canalului magistral trece de obicei la început printr-un debleu adânc, ale cărui taluze se prevăd cu banchete (fig. 2.40).

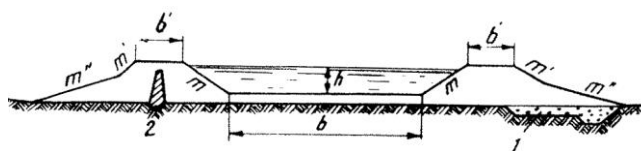


**Fig. 2.40.** Secțiune transversală prin partea inactivă a canalului magistral.

La ieșirea canalului în teren plan, secțiunea poate fi în semirambleu și, mai rar, chiar în rambleu (fig. 2.41 și 2.42).



**Fig. 2.41.** Secțiune transversală printr-un canal magistral cu partea inactivă în semidebleu-semirambleu: 1 – dren; 2 – ecran; 3 – strat protector.



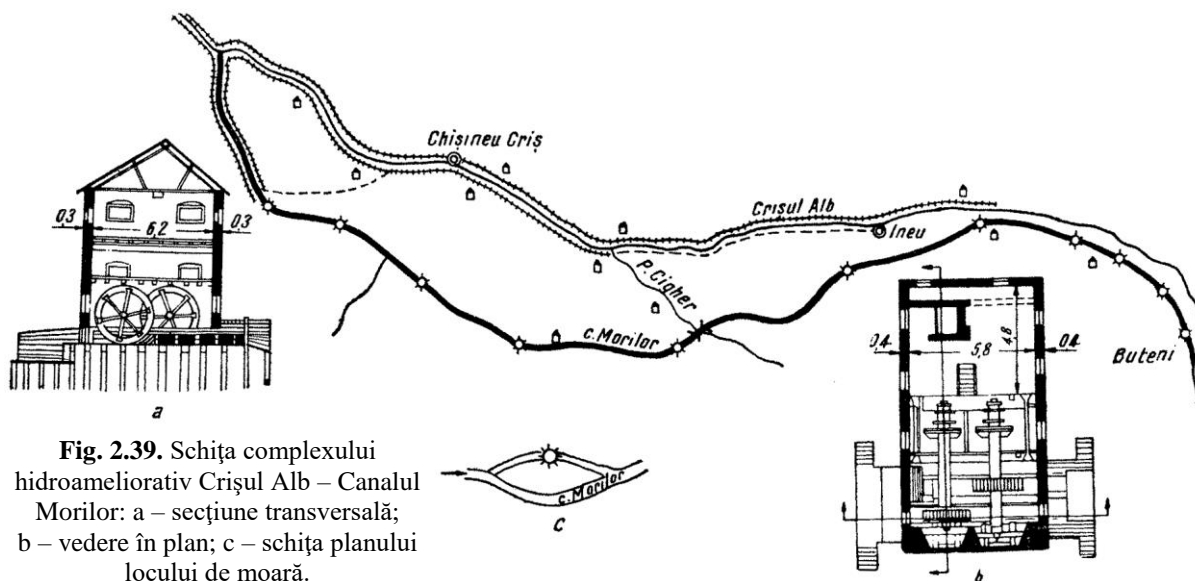
**Fig. 2.42.** Secțiune transversală prin canalul magistral, cu partea inactivă în rambleu: 1 – drenaj; 2 – nucleu.

Panta canalului magistral variază de-a lungul parcursului sau după condițiile locale.

La terenurile cu pante mari se instalează pe canalul magistral căderi care pot fi utilizate pentru obținerea de energie electrică, în special dacă aceasta poate fi folosită pe loc în sectorul agricol-industrial local etc.

*Partea activă a canalului magistral.*

Traseul părții active se alege în funcție de organizarea și dezvoltarea economiei în sistem și de relieful.



**Fig. 2.39.** Schița complexului hidroameliorativ Crișul Alb – Canalul Morilor: a – secțiune transversală; b – vedere în plan; c – schița planului locului de moară.

Debitul părții active a canalului magistral este condiționat de mărimea graficului de consum total și de pierderile de apă. Debitul se micșorează pe măsura înaintării canalului spre sfârșitul lui și a repartizării apei între canalele de distribuție. Debitul la fiecare punct de distribuție  $Q_{nor}$  este dat de suma debitelor canalelor de distribuție ( $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ ) situate în aval care funcționează concomitent, inclusiv pierderile de pe canal ( $\Sigma_p$ ).

$$Q_{nor} = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n + \Sigma_p \quad (2.70)$$

Debitul canalului magistral se calculează din-spre aval spre amonte.

Debitul maxim forțat al părții active a canalului magistral  $Q_\Phi$  se află cu relația:

$$Q_\Phi = \varphi Q_{nor}$$

$$\varphi = 1,15-1,40.$$

**Cota de dominație și panta luciului apei.** Cota apei din canalul magistral, partea activă, trebuie să fie cu circa 0,10 m mai înaltă decât aceea din canalele de distribuție în punctele de derivație, pentru a compensa pierderile de sarcină din aceste puncte. Nivelul apei din canalul magistral în caz de  $Q_{nor}$  trebuie să asigure cota apei din canalele de distribuție la un  $Q_{forțat}$  al acestora.

Satisfacerea debitului forțat al canalelor de distribuție prin debitul normal al canalului magistral activ poate fi asigurată fie prin bararea acestuia (v. 2.1.3.3.), fie prin proiectare.

După ce au fost stabilite cotele de dominație în punctele de distribuție, se stabilește panta luciului apei, care este dată de unirea cotelor de dominație, astfel ca să asigure irigarea suprafețelor de înălțime medie deservite de canalele de distribuție (fig. 2.43).

După stabilirea pantei luciului apei pe această cale, se verifică viteza pentru neerodarea, neînnămolirea și stabilitatea albiei. În caz de necorespondență, se căpușește canalul sau se prevăd căderi de apă.

**Variante de calcul ale sectoarelor părții active a canalului magistral.**

– **Varianta I.** Canalul se dimensionează astfel ca să poată transporta până la capătul sectorului tot debitul inițial, considerând că ar putea surveni cazuri când apa

ar rămâne nedistribuită.

– **Varianta a II-a.** Debitul de calcul al canalului într-o secțiune anumită se ia egal cu suma debitelor canalelor de distribuție aflate în aval, care funcționează concomitent. În acest caz, secțiunea se micșorează după derivarea fiecărui canal de distribuție, iar regimul de funcționare al canalului magistral – partea activă – va fi normal pe toată lungimea sectorului.

**Stabilirea elementelor părții active a canalului magistral.** Elementele geometrice ale părții active a canalului magistral se stabilesc, după cum s-a văzut, din aval spre amonte, în ordinea creșterii debitului.

Din profilul longitudinal dat în figura 2.43 se vede că întreg canalul este împărțit în mai multe sectoare de calcul (porțiuni de canal mărginite de barări transversale), care, la rândul lor, sunt formate dintr-un număr oarecare de tronsoane (lungimea dintre două derivații consecutive). În limita sectorului de calcul, capacitatea de trecere a albiei poate fi constantă sau variabilă.

Stabilirea elementelor geometrice și hidraulice se face într-o anumită ordine.

Se stabilește  $Q_{nec}$  la punctul terminal al ultimului tronson al sectorului de calcul, care este egal cu debitul sectorului de calcul situat în aval, la care se adaugă debitul ultimului canal de distribuție al sectorului de calcul, ce pornește din acel punct.

Cunoscând  $Q_{nec}$ ,  $n_{nor}$  și celelalte condiții arătate în 2.1.3.2 și 2.1.3.3., se stabilește lățimea la fund a canalului  $b$ , în funcție de care se calculează apoi înălțimea apei din canal  $h$ .

Cunoscând secțiunea canalului pentru trecerea  $Q_{nec}$  precum și lungimea tronsonului de canal, se determină apoi pierderile de apă  $P$ , care, adăugate la  $Q_{nec}$ , vor da valoarea  $Q_{nor}$ :

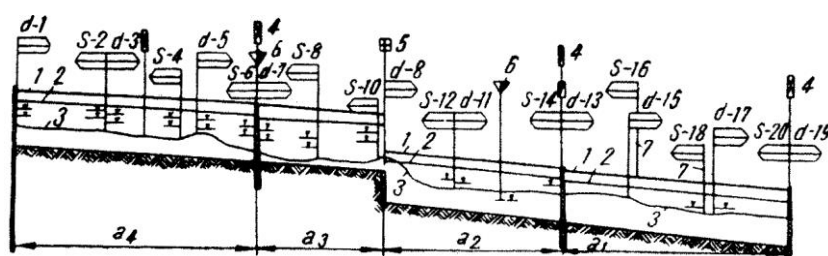
$$Q_{nor} = Q_{nec} + P \quad (2.71)$$

În funcție de  $Q_{nor}$  și de  $n_{nor}$ , se stabilește din nou adâncimea apei în canal, care va fi adâncimea normală  $h_{nor}$ .

Cota fundului canalului în secțiunea de calcul se află scăzând  $h_{nor}$  din cota de dominație a nivelului apei anterior stabilită.

Cunoscând elementele  $b$ ,  $h_{nor}$  și  $m$  ale secțiunii, în fiecare punct de derivație se construiește profilul longitudinal al părții active a canalului magistral prin unirea punctelor de dominație a luciului apei și a fundului canalului (v. fig. 2.43).

Secțiunea astfel aflată se verifică din punctul de vedere al vitezei de neerodare și neînnămolire. În caz că viteza depășește limita de neerodare, ea se reduce, fie prin micșorarea pantei canalului, introducând căderi consolidate, fie prin



**Fig. 2.43.** Profil longitudinal al pantei luciului apei: 1 – cota digului; 2 – cota luciului apei; 3 – profilul longitudinal al terenului; 4 – pod; 5 – cădere; 6 – evacuare; 7 – secțiuni de calcul; d – derivație în dreapta; s – derivație în stânga  $a_1, a_2, a_3, a_4$  – sectoarele părții active ale canalului magistral.

mărirea lățimii la fund  $b$  a canalului și micșorarea înălțimii  $h_{nor}$  a apei. Dacă viteza este mai mică decât limita de înnămolire, ea poate fi mărită prin captușirea albiei, adică prin micșorarea coeficientului de rugozitate, sau prin mărirea pantei canalului.

Se stabilește pentru diferite puncte de derivație debitul forțat ( $Q_{\Phi} = \varphi Q_{nor}$ ) și se determină în funcție de acesta adâncimea maximă a apei  $h_{max}$  din canal, în raport cu coeficientul de rugozitate maxim  $n_{max}$ . Nivelul sau cota maximă a apei din canal se determină prin adăugarea înălțimii maxime a apei  $h_{max}$  la cota fundului canalului aflată anterior pentru trecerea debitului normal  $Q_{nor}$ , lățimea la fund  $b$  rămânând aceeași ca pentru  $Q_{nor}$ .

Pentru asigurarea cotei de dominație în timpul trecerii debitelor minime din perioada de vegetație, se calculează și supraînălțarea ce trebuie realizată prin amplasarea instalațiilor de barare și se determină mărimea curbelor de remuu (v. 2.1.3.3.). La stabilirea punctelor de amplasare a instalațiilor de barare se verifică înălțimea digurilor canalului.

Pentru următorul sector de calcul (amonte), cota apei trebuie să fie mai înaltă decât aceea a sectorului din aval cu minimum 10 cm, care reprezintă pierderile de presiune a apei în instalația de barare și derivații (v. fig. 2.43).

Secțiunea transversală a părții active a canalului magistral se construiește cel mai des în semirambleu și numai în cazuri rare complet în debleu sau rambleu.

### 2.1.5.2. Rețeaua de canale de aducțiune – distribuție și colectare – evacuare

#### a. Condiții de amplasare a canalelor permanente.

Între cota rețelei de irigație și aceea a rețelei de colectare- evacuare există o legătură de înălțime, care trebuie să asigure golirea completă a canalelor de aducțiune și irigație, precum și a gropilor de împrumut.

La trasarea rețelei de canale nu trebuie să se piardă din vedere organizarea și dezvoltarea viitoare a vieții în sistem și pentru aceasta ea va trebui: să se adapteze gospodăriilor existente, să asigure mecanizarea muncilor, să asigure alimentarea cu apă și igiena centrelor populate, să ușureze crearea de noi centre industriale, să asigure alimentarea întregului teritoriu.

La trasarea rețelei permanente de canale mai trebuie avut în vedere următoarele: canalele de alimentare trebuie trasate pe locurile cele mai înalte și cele de evacuare pe locurile cele mai joase; suprafețele deservite de canalele de distribuție să fie pe cât posibil egale ca mărime; fiecare beneficiar de folosire a apei să aibă alimentarea și evacuarea independentă.

b. Canalul principal de irigație (C.P.I.). Debitul C.P.I. se determină prin relația:

$$Q_{CPI\,nor} = \lambda \Omega_a + S_{CPI} \quad (\text{în cazul unui asolament})$$

sau prin relația:

$$Q_{CPI\,nor} = \sum Q_{cds} + S_{cpi}$$

iar

$$Q_{\Phi} = \varphi Q_{CPI\,nor}$$

$\Phi = 1,33 - 1,66 - 2$ , în funcție de numărul c.d.s., al cerințelor și al perspectivei de dezvoltare a folosințelor de apă.

Nivelul apei (cota de dominație) trebuie să fie superior nivelului apei din canalul de ordin inferior ce se alimentează din el. Cota necesară  $H_g$  în canalul de prim ordin (C.P.I.) trebuie să fie egală cu cota apei în canalul de derivație ( $H_p$ ) de ordinul al doilea (cds), la care se adaugă pierderea de presiune  $Z_p$  datorită stăvilărilor – regulator din capul canalului de ordinul al doilea:

$$H_g = H_p + Z_p \quad (2.72)$$

Această cotă  $H_g$  se poate obține la proiectare pe două căi:

I – întocmindu-se profilurile longitudinale ale luciului apei la toate canalele de ordin inferior (cds) și transmițându-se cota luciului apei din capătul amonte al c.d.s. din aval spre amonte de-a lungul C.P.I.;

II – pe cale analitică, întocmind tabele pe baza relației 2.72, considerând că:

$$H_p = \sum L \cdot I + \sum Z \quad (2.73)$$

în care:

$H = H_0 + \Delta h$ , în care  $H_0$  este cota punctelor mai înalte de pe suprafața de teren ce trebuie să se irige cu apă derivată din canalul de prim ordin;

$\Delta h$  – înălțimea stratului de apă de pe suprafața irigabilă ( $\Delta h = 0,05 - 0,10 - 0,20$  m);

$\sum LI$  – suma produselor date de pantele și lungimile traseelor de la punctele cele mai înalte ale suprafeței irigate până la punctul de derivație luat în studiu;

$\sum Z$  – suma pierderilor de presiune.

Cotele astfel obținute se înscriu pe profilul longitudinal al canalului de primul ordin (C.P.I. – fig. 2.44).

Panta luciului apei în canalul principal de irigație se stabilește prin unirea cotelor de dominație de la gura canalelor de ordin inferior (c.d.s. sau c.d.g.s.), după același mecanism ca și la canalul magistral, partea activă.

Panta minimă a canalului de irigație este:

$$I_{\min} = \frac{V_{crit}^2}{C_k^2 \cdot R_k} = \frac{(0,545kh^{0,64})^2}{C_k^2 \cdot R_k}$$

Dacă viteza de înnămolire se calculează după formula lui Lassey, panta minimă va fi:

$$I_{\min} = \frac{V_{\text{crit}}^2}{C_k^2 \cdot R_k} = \frac{0,41k^2}{C_k^2}$$

În practică, panta minimă la canalele principale de irigație nu trebuie să coboare sub 0,0002-0,0004.

Panta maximă este dată de viteza maximă la același regim de scurgere:

$$I_{\max} = \frac{V_{\max}^2}{C^2 \cdot R}$$

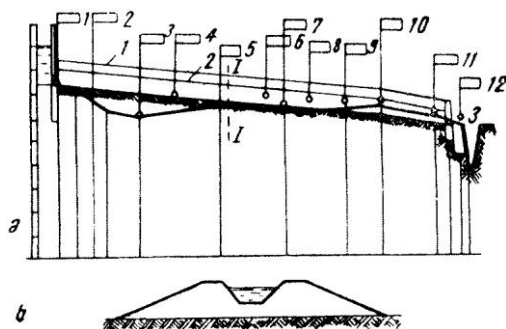


Fig. 2.44. Profil longitudinal prin canalul principal de irigație: a – profil longitudinal; b – secțiunea I-I: 1 – cota digului; 2 – cota luciului apei; 3 – canal de evacuare.

*Evacuarea finală (sau terminală).* După ultima distribuție, canalul principal se transformă într-un canal de evacuare, ce se calculează pentru un debit egal cu jumătate din debitul normal și se construiește în debleu.

Proiectarea canalelor de distribuție de sector și grup de sectoare se face în același fel ca și a canalelor principale de irigație.

c. *Canalul de distribuție dintre gospodării (C.D.D.G.).* Pentru proiectare se determină, ca și în cazul anterior, toate elementele canalului pe baza cărora se construiește profilul longitudinal.

– *Nivelul apei (cota de dominație)* se determină și aici ca și la C.P.I. Se fixează mai întâi pe profilul longitudinal al canalului de distribuție cotele maxime (pentru debitul forțat) ale nivelului apei la capul C.P.I., care trebuie asigurate de debitul normal al canalului de distribuție. Cota de dominație a apei se calculează astfel:

$$H_{\text{nor}} = H_{\text{max CPI}} - Z_{PI} \quad (2.74)$$

Panta canalelor de distribuție se stabilește la fel ca și la partea activă a canalului magistral.

– *Debitul normal al canalului de distribuție* se găsește cu formula:

$$Q_{\text{CDDG}} = \sum Q_{\text{CPI}} + S_{\text{CDDG}}$$

Debitul forțat al canalului de distribuție se află înmulțind debitul normal cu coeficientul de forțare ( $\varphi = 1,25-1,40$ ).

– *Secțiunea canalului.* Deoarece debitul canalului de distribuție se micșorează după alimentarea fie-

cărui canal principal de irigație, secțiunea lui se calculează la fel ca și în cazul părții active a canalului magistral. Canalele de distribuție lungi se împart într-o serie de sectoare de calcul, pe lungimea cărora secțiunea canalului poate fi constantă sau variabilă.

– *Partea terminală* a canalului de distribuție se face în debleu, pentru un debit egal cu jumătate din debitul normal al ultimului sector al canalului de distribuție. În caz de avarii pe C.D.D.G., debitul aflat în sectoarele superioare se poate descărca și prin canalele de evacuare ale centrelor de dominație și distribuție (v. fig. 3.1), precum și prin canalele de derivație.

### 2.1.5.3. Canalele de colectare-evacuare

*Stabilirea debitului de evacuat.* Debitul normal  $q_{\text{nor}}$  al canalelor de colectare și evacuare variază în limite largi, de la zero până la 30% din debitul total de irigație și chiar mai mult.

Debitul maxim  $q_{\text{max}}$  se stabilește adăugând la debitul normal de evacuat de pe parcele debitul părților terminale ale canalelor permanente de irigație.

Debitul normal al unui șanț de evacuare se determină prin relația:

$$q_{\text{nor se}} = \alpha q_{\text{cpi}} \quad (2.75)$$

$\alpha = 0,1-0,3$ , în funcție de tehnica de udare.

Dacă se evacuează și o parte  $p$  din debitul canalului provizoriu de irigație  $q_{\text{cpi}}$ , debitul maxim al șanțului de evacuare  $q_{\text{max}}$  este:

$$q_{\text{max se}} = q_{\text{cpi}} (\alpha + \beta) \quad (2.76)$$

$$\beta = 0,25-0,50$$

Pentru stabilirea debitului canalului colector de sector (ccs) se pot aplica aceleași relații ca mai sus, introducându-se însă valorile debitelor canalelor de distribuție de sector  $q_{\text{cds}}$ , astfel că:

$$q_{\text{nor ccs}} = \alpha q_{\text{cds}}$$

și

$$q_{\text{max ccs}} = q_{\text{cds}} (\alpha + \beta) \quad (2.77)$$

În caz de deservire bilaterală:

$$q_{\text{max ccs}} = 2q_{\text{cds}} (\alpha + \beta) \quad (2.78)$$

Debitul canalului colector principal ( $q_{\text{nor ccp}}$ ) reprezintă totalul debitelor canalelor colectoare de sector ( $\sum q_{\text{ccs}}$  sau grup de sectoare) care își varsă apele concomitent în acest canal:

$$q_{\text{nor ccp}} = \sum q_{\text{ccs}}$$

Adesea, canalul colector principal va primi un debit de evacuare și din partea terminală a canalelor principale de irigație  $Q_{\text{CPI}}$ , în care caz:

$$Q_{\text{max ccp}} = \sum q_{\text{ccs}} + Q_{\text{CPI}} \quad (2.79)$$

Nivelul apei în canalele de colectare-evacuare trebuie să fie minim 0,10 m sub cota terenului. În mod

excepțional, aceste canale se fac în semidebleu, în punctele cele mai joase (unde au numai rol de transport), cu condiția ca nivelul debitelor normale să fie sub cota terenului.

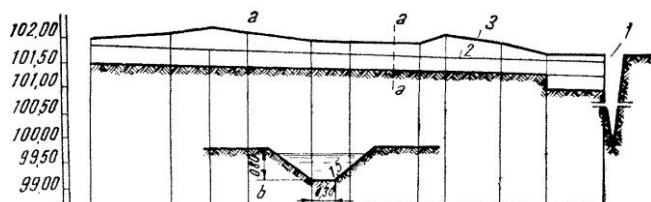
– *Elementele secțiunii*<sup>1</sup>. Lățimea la fund a șanțului de evacuare este de obicei, din motive tehnico-executive,  $b = 0,3-0,5$  m. Această lățime nu se schimbă nici pentru debite mari (din aval), dar în schimb se mărește adâncimea  $h$ .

– *Pantele și vitezele*. La canalele cele mai mici se admit pante egale cu panta terenului, pentru ca ele să nu aibă o adâncime prea mare, de unde rezultă o viteză mică. Din cauza vitezei mici, canalele ar fi veșnic acoperite de vegetație și ar trebui des curățite. Dacă este posibil, se va mări panta.

Pericol de înămoliere nu există la șanțurile de evacuare și la canalele colectoare; de aceea, verificarea vitezei la neînămoliere nu este necesară.

– *Profilul longitudinal al canalelor de colectare-evacuare* se construiește ca și pentru canalele de alimentare.

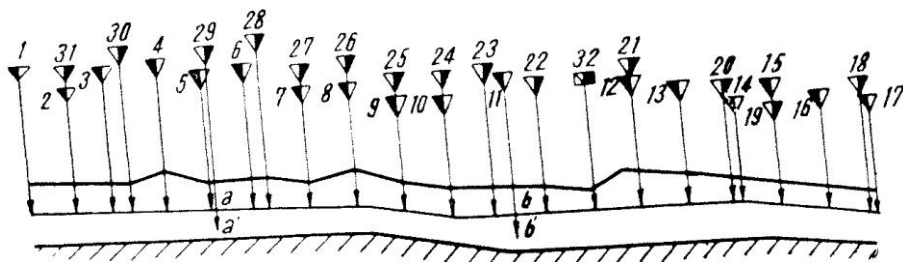
Întocmirea profilului longitudinal al șanțului de evacuare (care se face foarte rar), ca și acela al canalelor colectoare de sector, este simplă (fig. 2.45).



**Fig. 2.45.** Profil longitudinal al canalului colector de sector: a – profil longitudinal; b – secțiunea a-a; 1 – canal colector principal 2 – cota luciului apei; 3 – cota terenului.

Profilul longitudinal al canalului colector principal se face ca și la canalele de alimentare: se trasează profilul terenului, pe care se înseamnă punctele de confluență a canalelor colectoare de sector, precum și cele ale părților terminale ale canalelor de alimentare (fig. 2.46).

Se ține seama de adâncimea canalelor ce se varsă în el, și, dacă unul din acestea are o adâncime prea mare ( $a'$ ,  $b'$ ), se caută a se ridica nivelul ( $a$ ,  $b$ ), pentru a se evita terasamente prea mari (fig. 2.46) și descărcări mecanice.



**Fig. 2.46.** Profil longitudinal al canalului colector principal: 1, 2, 3, ..., 17 – canale colectoare de sector din stânga; 18, 19, ..., 31 – canale colectoare de sector din dreapta; 32 – evacuarea terminală din canalul de distribuție al gospodăriei.

## 2.2. PROIECTAREA CANALELOR ÎN SISTEMELE DE DESECAR

Rețeaua de canale de colectare și evacuare, a cărei menire este de a primi apa din rețeaua de desecare – regularizare și a o evacua în timpul util în recipient, formează o parte esențială a sistemului de desecare.

Proiectarea acestei rețele de canale se referă la: amplasare; condiții de funcționare; cota și panta luciului apei; forma secțiunii și calculul hidraulic.

### 2.2.1. CONDIȚIILE GENERALE DE PROIECTARE A CANALELOR SISTEMULUI DE DESECAR

#### 2.2.1.1. Amplasarea canalelor de colectare-evacuare

Această problemă a fost tratată în volumul 3 al acestei lucrări.

#### 2.2.1.2. Condiții de funcționare

Pentru orice canal din rețeaua de colectare-evacuare, debitul se află prin relația:  $Q = q \cdot S$ , sau prin relațiile de calcul date în vol. 3.

Având în vedere că valoarea debitului de scurgere variază în limite foarte largi, de la  $Q_{\max}$  la 0, canalele mari de colectare-evacuare se construiesc cu secțiunea în formă de trapeze suprapuse sau în forma unui singur trapez, cu o cunetă pe fund.

Mai trebuie ținut seama de faptul că, în unele cazuri, este permisă funcționarea canalelor de desecare cu secțiunea plină și că în altele, ele trebuie să funcționeze cu secțiunea numai parțial încărcată, de exemplu:

1. Dacă dimensionarea se face în funcție de scurgerile maxime de primăvară, se poate admite:

– în cazul unor terenuri desecabile ocupate de pășuni și fânețe, ca funcționarea canalului să se facă, *pentru un timp scurt*, chiar cu secțiunea plină, fără a periclita culturile;

<sup>1</sup> Calculul hidraulic este asemănător canalelor de desecare-evacuare și de aceea se va trata în comun la subcapitolul 2.2.

– în cazul unor terenuri desecabile ocupate de culturi agricole, ca funcționarea canalelor să se facă doar cu secțiunea parțial umplută, adică cu nivelul maxim al apei cu minimum 10-15 cm sub cota terenului, sau

2. Dacă dimensionarea canalelor de colectare-evacuare se face în funcție de scurgerile maxime de vară (debitul de evacuare dat de intensitatea medie maximă a precipitațiilor de vară), se poate admite:

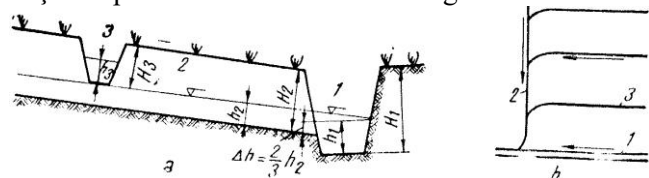
– în cazul unor terenuri desecabile ocupate de pășuni și fânețe, ca scurgerea apelor prin canale să se facă, în general, la o cotă a luciului apei cu 0,40-0,50 m inferioară cotei terenului;

– în cazul unor terenuri desecabile ocupate de culturi agricole, ca scurgerea prin canale să se facă numai la un nivel maxim al apelor, cu minimum 0,70-0,80 m sub cota terenului.

### 2.2.1.3. Cota și panta luciului apei în canalele sistemului de desecare

O observație importantă în dimensionarea canalelor de colectare-evacuare este aceea că *aproape totdeauna cotele luciului apei și ale fundului canalelor sunt obligatorii (realizarea normei de desecare, nivelul apei în emisar, adică înălțimea apei la trecerea  $Q_{\max}$ )*.

Proiectarea adâncimii tuturor canalelor unui sistem de desecare – de la cel mai mic element de regularizare până la recipient – *trebuie adaptată condiției ca apa din canalele situate mai jos să nu stânjenească scurgerea canalelor situate mai sus, prin remuuri*. În mod practic, aceasta se realizează printr-o racordare în plan vertical a canalelor, executate astfel încât să se obțină raportul dintre cote arătat în figura 2.47.



**Fig. 2.47.** Racordarea canalelor: a – în plan vertical; b – în plan orizontal; 1 – canal colector principal; 2 – canal colector de sector; 3 – elemente de desecare – regularizare (șanțuri etc.).

Din cele de mai sus rezultă că:

$$H_1 = h_1 + H_2 - \Delta h \quad (2.80)$$

$$H_2 = h_2 + H_3 \quad (2.81)$$

– dacă apa pe care o primește ccs (2) provine din drenuri 3, atunci:

$$H_2 = h_2 + t + Z \quad (2.82)$$

Ținând seamă de corelația ce trebuie să existe între cotele apei din canalele de ordin superior  $s$  și inferior  $i$ , ca și de tasările  $\Delta$  care au loc, rezultă că adâncimea canalului de ordin superior  $H_s$  să fie:

$$H_s = h_s + H_i + \Delta \quad (2.83)$$

Cauzele tasării și condițiile în care se produce aceasta fiind multiple și existând asupra lor o serie de teorii tratate în lucrări de specialitate („Mecanica pământurilor” etc.), se dă în cele ce urmează numai relația aproximativă pentru stabilirea mărimii tasării, la terenurile omogene desecate:

$$\Delta = t - t_1 = t \frac{P_0 - P_1}{1 + P_0} \quad (2.84)$$

Ecuția finală a valorii tasării la terenurile neomogene este:

$$\Delta = \frac{H_1}{t} \frac{P'_0 - P'_1}{100 + P'_0} + \frac{H_2}{t} \frac{P''_0 - P''_1}{100 + P''_0} + \frac{H_3}{t} \frac{P'''_0 - P'''_1}{100 + P'''_0}$$

în care:

$\Delta$  este adâncimea totală a tasării, în m;

$t$  – adâncimea de desecare, în m;

$H_1, H_2, H_3$  – grosimea straturilor, în m;

$P'_0, P''_0, P'''_0$  – porozitatea straturilor înainte de desecare;

$P'_1, P''_1, P'''_1$  – porozitatea straturilor desecate.

Pentru a evita la canalele de colectare-evacuare adâncimi prea mari, panta acestora se stabilește, pe cât posibil, egală cu panta terenului.

Panta canalelor de colectare-evacuare, ca și a canalelor de evacuare principale este determinată, pe de o parte, de cotele apei din canalele de ordin inferior, adică, în cazul canalelor colectoare de sector, de șanțurile de desecare-regularizare care se varsă în ele, iar pe de altă parte, de cota luciului apei în emisar.

Întocmirea profilului longitudinal al canalelor de colectare-evacuare se face după aceleași principii ca și în cazul canalelor de evacuare ale sistemului de irigație (v. fig. 2.46), urmărindu-se atât realizarea unor anumite cote ale luciului apei, cât și ale fundului canalelor.

### 2.2.1.4. Forma secțiunii canalelor de colectare și evacuare din sistemele de desecare și irigații

Forma geometrică cea mai des întâlnită pentru secțiunea transversală a canalelor de colectare-evacuare este cea trapezoidală simplă. Alegerea acestei forme prezintă avantajul ușurinței calculului hidraulic datorită numeroaselor tabele, grafice, abace și nomograme, întocmite, în acest scop – și se recomandă pentru canalele de colectare-evacuare mici și pentru rețeaua de canale de desecare-regularizare, în cea mai mare parte.

Pentru a îndepărta neajunsurile secțiunii simple trapezoidale (dificultatea executării pe cale mecanică, nesiguranța menținerii stabilității, transportarea și evacuarea defectuoasă a debitelor maxime și minime etc.) se recomandă, în special pentru canalele care transportă debite mari și variabile, adoptarea secțiunii dublu trapezoidale (fig. 2.48).

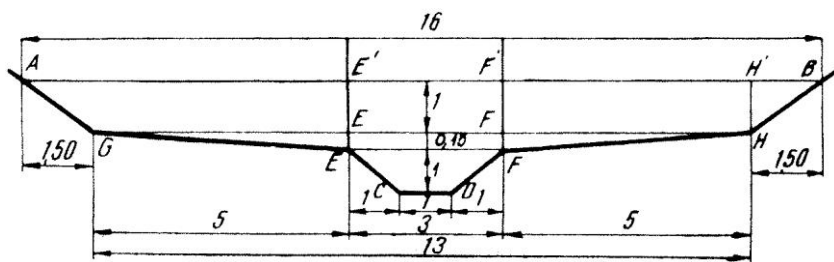


Fig. 2.48. Profilul dublu trapezoidal al unui canal de colectare-evacuare (exemplu).

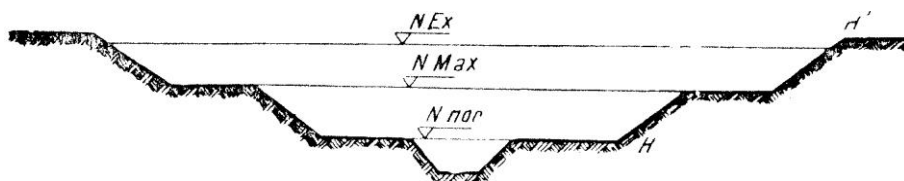


Fig. 2.49. Secțiune transversală – de formă trapezoidală, cu cunetă și banchete – printr-un canal principal de evacuare.

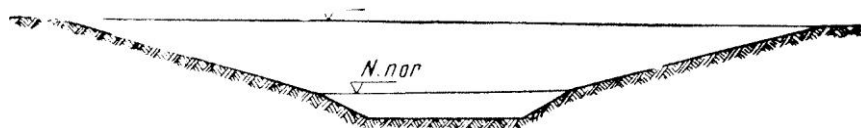


Fig. 2.50. Secțiune cu taluze frânte.

Secțiunea trapezoidală centrală ECDF se numește cunetă și transportă debite mici și medii, putând merge până la cele maxime, cu asigurarea de 50%.

Dacă înălțimea debleului HH' este prea mare (între 2 m) se recomandă executarea unor banchete în taluze cu o lățime de 0,5-1 m, în funcție de stabilitatea terenului și de cerințele de întreținere și exploatare (fig. 2.49).

În afară de formele cu taluze continui ale profilurilor transversale, se mai practică pentru desecarea pășunilor construirea de canale de colectare și evacuare de forma unor vaduri – secțiuni largi – cu taluze foarte dulci sau chiar frânte (fig. 2.50), sau cu secțiune parabolică (fig. 2.51).

O secțiune avantajoasă din punctul de vedere al profilului hidraulic optim este cea cu taluze plane și fundul în arc de cerc (fig. 2.52); secțiunea triunghiulară se folosește numai pentru canale mici și șanțuri de desecare.

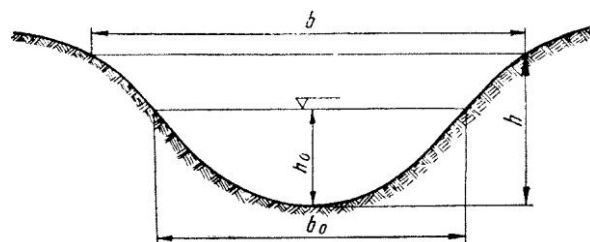


Fig. 2.51. Secțiune de formă parabolică.

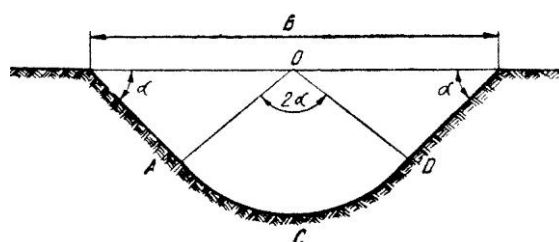


Fig. 2.52. Secțiune cu pereți plani și fundul în arc de cerc.

### 2.2.1.5. Calculul hidraulic al canalelor de colectare și evacuare; nomograme, tabele și abace folosite

În calculul hidraulic al canalelor de colectare-evacuare, proiectantul trebuie să analizeze în primul rând caracterul mișcării apei, deoarece este caracteristic pentru aceste canale transportul unor debite variabile, de la cele maxime la cele minime ce survin în perioade secetoase; în canalele de desecare se menține o cantitate (înălțime – coloană) oarecare de apă, pentru a nu se provoca o desecare excesivă.

În general, mișcarea apei în canalele de desecare-evacuare se poate considera – în condiții de exploatare – permanentă, dacă pentru intervale de timp limitate variațiile de debit și de nivel sunt neînsemnate de la un moment la altul.

În cazul când, în aceste canale, variațiile menționate ating valori importante pentru un interval de timp limitat, vor trebui analizate formele mișcării variabile și se vor efectua calculele adecvate; de obicei se vor forma unde de translație – pozitive sau negative, în funcție de înălțimea frontului undei, progresive sau regresive, în funcție de sensul celerității (fig. 12.53 a, b).

Calculul undelor de translație va trebui să conducă în mod esențial la determinarea diagramei nivelurilor și debitelor pentru o secțiune determinată din aval, cunoscându-se diagramele corespunzătoare sau cheile limnimetrice respective pentru o secțiune din amonte.

În cazul când este necesară determinarea vitezei de propagare a frontului undei – deci a celerității  $c$  – se poate folosi formula lui Lagrange:

$$c = v_0 + \sqrt{gh} \quad (2.85)$$

în care:

$v_0$  – este viteza de regim a apei în canal  
 $h$  – adâncimea sa.

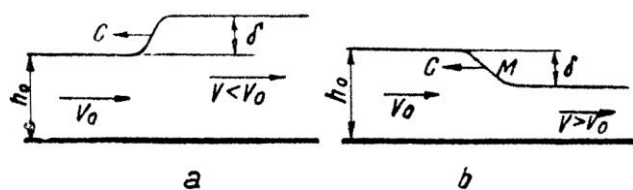


Fig. 2.53. Unde de translație: a – progresivă; b – regresivă; c – celeritate;  $\delta$  – înălțimea frontului unde.

Punctul de plecare al calculului mișcării variabile în albi deschise este format de cele două ecuații cu derivate parțiale:

– ecuația de continuitate pentru mișcarea nepermanentă:

$$\frac{\partial Q}{\partial l} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0 \quad (2.86)$$

în care:

$\frac{\partial Q}{\partial l}$  – reprezintă variația debitului în lungul curentului;

$\frac{\partial \omega}{\partial t}$  – variația secțiunii în timp.

– ecuația lui Bernoulli pe axa curentului, pentru mișcarea nepermanentă:

$$\frac{\partial}{\partial l} \left( z + \frac{p}{\gamma} + \frac{av^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{dh_r}{dl} = 0 \quad (2.86')$$

în care:

$$\frac{\partial}{\partial l} \left( z + \frac{p}{\gamma} \right) = -j \quad (2.87)$$

deoarece variația cotei piezometrice în lungul curentului reprezintă tocmai panta suprafeței libere ( $j$ ).

Ținând seamă de 2.87, ecuația 2.86 devine:

$$J = \frac{v^2}{C^2 R} + \frac{\partial}{\partial l} \frac{v^2}{2g} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \quad (2.88)$$

în care:

$$\frac{v^2}{C^2 R} = \frac{dh_r}{dl}$$

Sistemul celor două ecuații diferențiale cu derivate parțiale (2.86 și 2.88) nu permite obținerea unor soluții cu termeni finiți decât în foarte puține situații, chiar în cazul curenților liniari și al schematizării procesului real de scurgere.

Literatura de specialitate<sup>1</sup> atrage însă atenția asupra faptului că dificultatea nu constă atât în tratarea analitică a problemei, cât „în a preciza în mod fundamentat condițiile de limită și cele inițiale”. Se impune pe această linie examinarea prealabilă a termenilor de

inerție  $\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$  și  $\frac{1}{2g} \frac{\partial v^2}{\partial s}$ , ca și a variațiilor adâncimii în lungul curentului  $\frac{\partial h}{\partial l}$ .

Rezolvarea problemei aparține desigur cursurilor de specialitate, însă trebuie menționate câteva metode mai importante.

În afara metodelor propuse de I.D. Ghildenblat și de Certousov<sup>2</sup> ș.a., I.S.C.H. a elaborat o nouă metodă<sup>3</sup> care a condus la rezultate foarte bune în cazul aplicării la calculul mișcării variabile la U.H.E. – Porțile de Fier.

În ceea ce privește caracterul mișcării apei în canalele de colectare-evacuare (în sisteme de desecare, ca și în cele de irigații), desigur că este în majoritatea cazurilor gradual variată; pentru sectoare de o lungime importantă, în aceste canale cu o formă geometrică definită, mișcarea apei poate fi tratată ca uniformă, cu excepția unor scurte porțiuni inițiale și finale.

A calcula un canal înseamnă, în acest caz, a determina dimensiunile secțiunii muiate în așa mod, încât pentru o pantă dată a profilului longitudinal al fundului și pentru o rugozitate cunoscută, canalul să transporte debitul maxim.

Aplicarea relației mișcării uniforme impune calcularea lui  $C$ ; în cazul canalelor de dimensiuni reduse și al emisarilor se întrebuintează mai mult formula lui Bazin (de exemplu în Franța).

În Țările de Jos și în Anglia este preferată formula lui Manning, cu ajutorul căreia viteza medie a apei în canal se exprimă astfel:

$$V = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n} \sqrt{R \cdot I} = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (2.89)$$

Pentru coeficientul  $n$  se recomandă următoarele valori:  $n = 0,015$  pentru canalele de beton;  $n = 0,025$  pentru canalele deschise din pământ;  $n = 0,04$  pentru canale înierbate.

Întrucât formula lui Bazin este foarte mult folosită și la noi, se recomandă adoptarea nomogramei cu puncte aliniate a lui M. d'Ocagne (fig. 2.54).

Această nomogramă se folosește în felul următor: se trece o dreaptă prin punctele scării  $\gamma$  și ale scării  $R$  care au drept cote valorile lui  $\gamma$  și ale lui  $R$ ; se deplasează această dreaptă în jurul punctului unde ea întâlnește axa verticală negradată din stânga nomogramei, până când trece (dreapta) prin punctul scării  $I$  care are drept cotă valoarea dată lui  $I$ . Ea întâlnește apoi scara  $V$  într-un punct a cărui cotă va fi valoarea căutată a lui  $V$ .

<sup>2</sup> Cristea Mateescu, *Hidraulica*, p. 650 (1964).

<sup>3</sup> Ing. Romeo Amaftiesei și ing. Florin Ionescu, *O metodă pentru calculul mișcării nepermanente în albi deschise*, în „Hidrotehnica, gospodărirea apelor, meteorologia”, nr. 1/1966.

<sup>1</sup> Giulio de Marchi, *Nozioni di idraulica un particolare riguardo ai problemi delle bonifiche e delle irrigazioni*, p. 150 (1953 – Bologna).



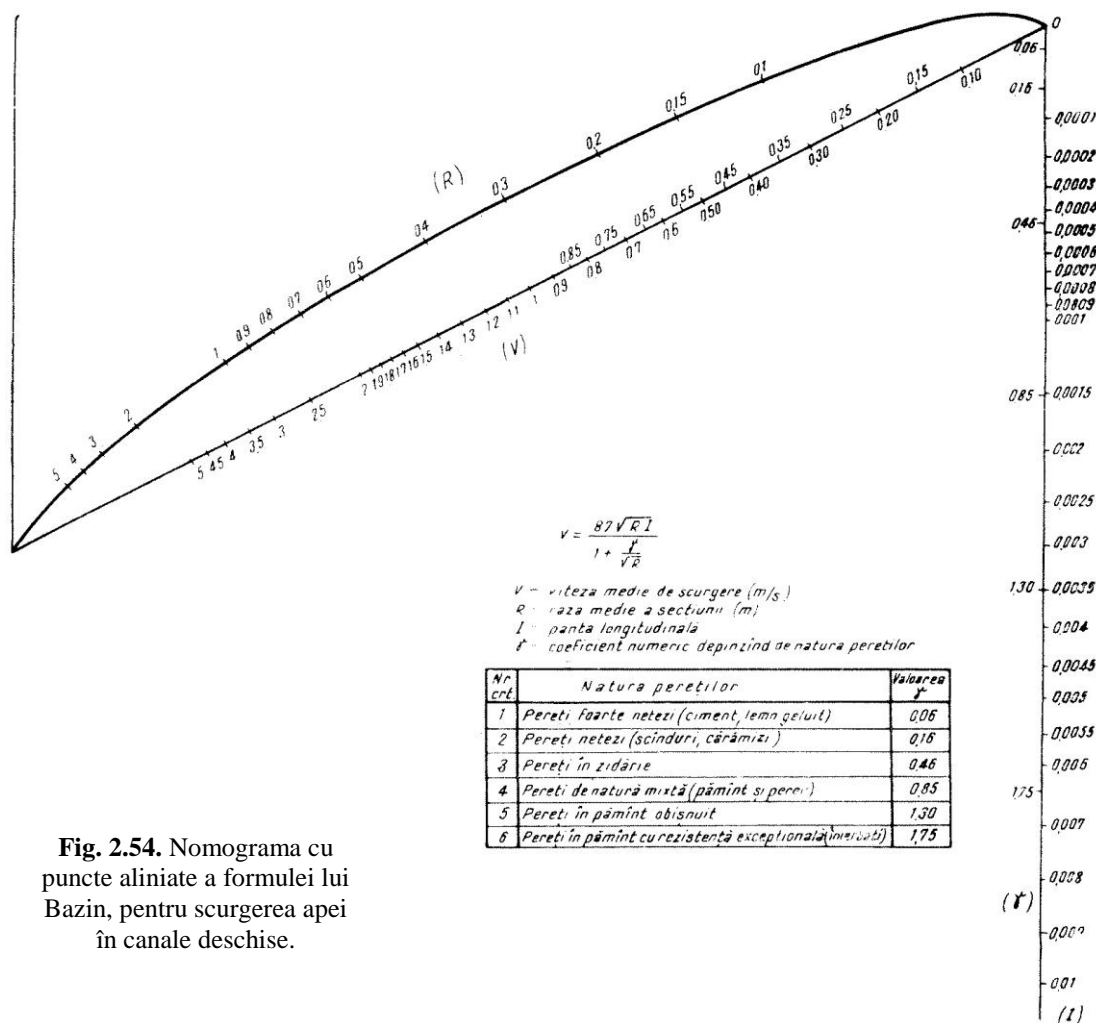


Fig. 2.54. Nomograma cu puncte aliniate a formulei lui Bazin, pentru scurgerea apei în canale deschise.

Ca și în cazul canalelor de colectare și evacuare din sistemele de irigații, se pot folosi tabelele Schewior, iar în cazul aplicării formulei Pavlovski, nomogramele respective (fig. 2.55).

În cazul canalelor de desecare se pune deseori problema determinării profilului hidraulic optim; din condiția ca debitul să fie maxim, urmează ca raza hidraulică  $R$  să fie maximă, iar mărimea perimetrului  $P$  să fie minimă.

În funcție de raportul  $\beta$ , aria secțiunii trapezoidale este dată de relația:

$$\omega = \beta h^2 + m h^2 = h^2 (\beta + m) = \text{const.} \quad (2.90)$$

și deci:

$$d\omega = h^2 d\beta + 2(\beta + m)h dh = 0 \quad (2.91)$$

iar perimetrul  $P$ :

$$P = h(\beta + m') \quad (2.92)$$

în care:

$$m' = 2\sqrt{1 + m^2}$$

$$m = \text{ctg } \theta$$

$\theta$  – unghiul de înclinare al taluzului cu orizontala

$$dP = h d\beta + (\beta + m') dh = 0 \quad (2.93)$$

Din ultima relație rezultă:

$$d\beta = -\frac{\beta + m'}{m} dh \quad (2.94)$$

Înlocuind valoarea lui  $d\beta$  în relația 2.91, se ajunge la:

$$\beta = m' - 2m \quad (2.95)$$

sau

$$\beta = \frac{b}{h} = 2(\sqrt{1 + m^2} - m) \quad (2.96)$$

Tot pentru profilul hidraulic optim, adâncimea apei în canal este dată de relația:

$$h = \sqrt{\frac{\omega \sin \theta}{2 - \cos \theta}} \quad (2.97)$$

iar raza hidraulică:

$$E = \frac{h}{2} \quad (2.98)$$

Pentru a ușura calculele secțiunii de scurgere, în cazul unui profil hidraulic optim, se pot folosi valorile din tabelul 2.2 pentru diferite mărimi ale unghiului  $\theta$  și pentru unitatea ariei secțiunii canalului (după M. Poiree și Ch. Ollier, 1962, „Irrigation”).

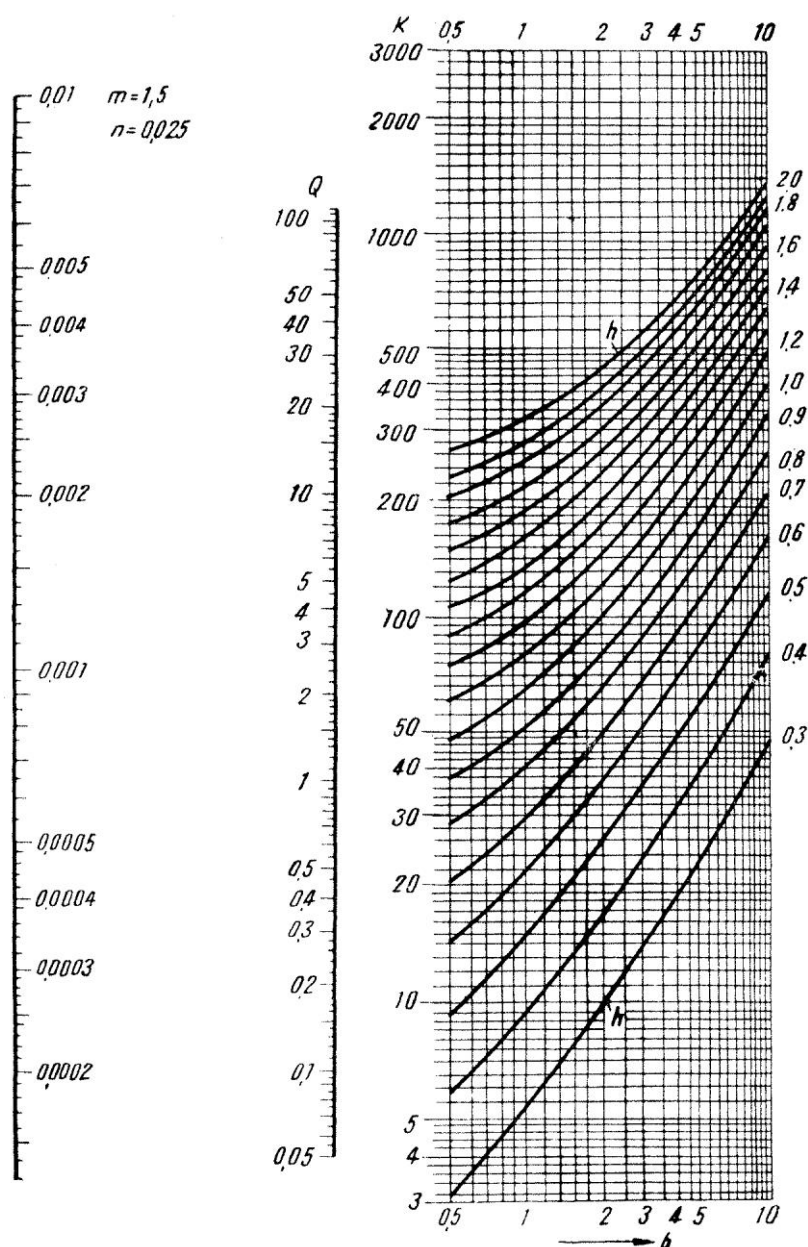


Fig. 2.55. Nomograma debitelor după formula lui Pavlovski, pentru  $m = 1,5$ ;  $n = 0,025$ ; ( $K = \omega C \sqrt{R}$ ).

Tabelul 2.2. Elementele geometrice ale canalului cu profil hidraulic optim, în funcție de  $\theta$

$\theta$	$b$	$h$	$h \operatorname{ctg} \theta$	$B$	$P$
90°	1,414	0,707		1,414	2,828
60°	0,877	0,760	0,439	1,755	2,732
45°	0,613	0,740	0,740	2,092	2,704
35°	0,439	0,697	0,995	2,430	2,870
30°	0,336	0,664	1,150	2,656	3,012

Practic, nu se poate utiliza nici în cadrul desecării întotdeauna un profil optim, datorită dificultăților diferite ce se pot ivi în legătură cu natura terenului, cu

execuția și întreținerea canalului etc. În cazul canalelor executate în pământ, trebuie să se aibă în mod deosebit în vedere influența depunerilor (care într-o proiectare și execuție corectă nu trebuie să aibă loc) și a plantelor acvatică; literatura franceză (M. Poirée și Ch. Ollier, 1962) recomandă chiar să se majoreze cu circa 1/4 aria secțiunii transversale.

În cazul utilizării formulei lui Bazin se recomandă să se ia  $\gamma = 1,75$ .

**Panta și viteza apei.** Panta canalelor de desecare variază între limite destul de largi, în funcție de configurația particulară a terenului desecabil și de natura solului; important este faptul că pentru un debit dat, viteza crește cu panta, în timp ce secțiunea descrește. Mărimea pantei prezintă deci interes, deoarece cheltuielile de execuția unui canal sunt proporționale cu secțiunea sa, însă trebuie să se țină seama și de faptul că viteza este cuprinsă între anumite limite. Panta medie și secțiunea reprezintă elementele ce trebuie combinate în modul cel mai favorabil pentru a obține debitul necesar, ținând seamă de condițiile în care se prezintă traseul canalului. Este de observat că în cazul canalelor de desecare, panta, adâncimea apei în canal și adâncimea totală a canalului reprezintă elementele dictate de anumite condiții și deci puțin afectate de calcule de dimensionare propriu-zisă și mai mult de cele de verificare.

În ceea ce privește panta, aceasta este impusă în mod practic de panta generală a terenului (care este foarte mică), creând chiar greutate în scurgere. Dându-se canalelor de desecare o pantă mai mare decât panta terenului, se ajunge la obținerea unor adâncimi mari de săpătură pentru tronsoanele din aval; tot din această cauză (pante reduse ale terenului), canalele de evacuare ajung sub cota apelor medii ale recipientului, obligând soluția desecării prin ridicare mecanică sau în cel mai bun caz, gravitațional intermitent.

Nivelul maxim al apei în canal este impus de condiția de a se găsi sub nivelul terenului, iar cota fundului canalului este stabilită din condițiile: ca în perioadele secetoase să nu se producă o desecare excesivă; descărcarea canalelor, de ordin inferior (ca mărime) în cele de ordin superior, să se facă liber – nestânjenit.

Viteza medie a apei în canal trebuie să satisfacă cele două condiții de neerodare și necolmatare a acesteia; în ceea ce privește ultima condiție este de speci-

fiat că ea este mai mult de ordin general și este legată îndeosebi de împiedicarea dezvoltării vegetației acvatică, pentru că spre deosebire de canalele de irigație, canalele de desecare nu trebuie să conțină aluviuni.

După Puppini, este necesar ca viteza medie să nu coboare sub 0,20 m/s, pentru a se împiedica depunerea mâlului (este vorba și de cel de natură vegetală) și să fie cuprinsă între 0,3 m/s până la 1 m/s, în funcție de natura terenului în care este construit canalul, pentru a împiedica erodarea acestuia.

Giovanni Ongaro (1958) a stabilit pentru canalele de desecare anumite valori ale vitezei medii maxime admisibile, care sunt redată în tabelul 2.3.

**Tabelul 2.3.** Vitezele medii maxime admisibile ale apei în canalele de desecare

Natura pereților canalului	Viteza medie m/s
Terenuri nisipoase fine necoezive, terenuri umede-turboase	0,10-0,20
Terenuri mălo-argiloase și nisipo-argiloase slab compacte	0,20-0,30
Terenuri argilo-nisipoase de compactitate medie	0,30-0,50
Terenuri argiloase compacte	0,50-0,80
Canale de transport-evacuare căptușite cu cărămidă, cu zidărie de piatră și tencuială, cu beton de ciment	1,00-1,50

Se recomandă că ori de câte ori este posibil, iar pentru lucrări mari se impune întotdeauna – să se determine experimental valoarea vitezei medii într-un canal săpat în terenul interesat, sau într-un teren de aceeași natură cu cel supus amenajării.

Pentru a obține valoarea maximă a razei hidraulice, se recomandă următoarele valori ale lui  $\beta = \frac{b}{h}$  în funcție de înclinarea taluzelor (tabel 2.4).

**Tabelul 2.4.** Valorile  $\beta$  în funcție de  $m$  pentru  $R_{\max}$

$\beta$	$m$
1,23	1/2
0,83	1/1
0,61	1,5/1
0,47	2/1

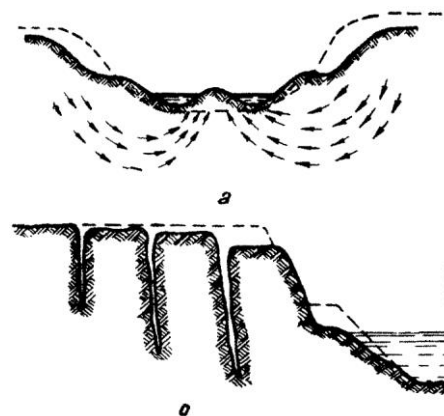
## 2.3. DEFORMAREA CANALELOR DE IRIGAȚII ȘI MĂSURI DE IMPERMEABILIZARE

### 2.3.1. CAUZELE DEFORMĂRII CANALELOR DE IRIGAȚII

În multe cazuri, după terminarea execuției unui canal de irigație și darea lui în funcțiune, se observă de-

formări în albia lui, precum și pe fâșia de teren alăturată, pe o lățime ce variază de la câțiva metri chiar până la zeci de metri.

Deformările întâlnite la canale pot fi datorite: unei alegeri necorespunzătoare a elementelor profilului canalului, tasărilor, condițiilor hidro-geologice ale unității și altor cauze locale (fig. 2.56).



**Fig. 12.56.** Deformarea canalelor: a – prin stricarea echilibrului presiunilor; b – prin tasarea canalelor construite în loess.

Alegerea secțiunii canalelor constituie și o problemă tehnico-geologică, pentru a cărei rezolvare trebuie făcute cercetări amănunțite de-a lungul traseului canalului. La alegerea adâncimii canalului trebuie studiat dacă nu se strică echilibrul rocilor de la fundul canalului, dat fiind că pe toată lățimea lui, aceste roci, prin înlăturarea straturilor de pământ superioare, pierd sarcina la care erau supuse, pe când rocile de sub taluze și cele laterale rămân sub sarcina lor inițială, care poate fi chiar sporită prin depozitarea – în cazuri justificate – a materialului rezultat de la deblee (fig. 2.56, a).

La construirea canalelor în soluri macroporice, alcătuite din loess sau cu aspect de loess, trebuie acordată o atenție deosebită condițiilor tehnico-geologice, deoarece prin umezire aceste soluri își pierd structura macroporică și, ca urmare, au loc tasări importante (fig. 2.56, b).

La fenomenul de tasare contribuie și dizolvarea sărurilor carbonatate precum și levigarea particulelor fine de pământ.

În afară de structura geologică și de proprietățile geotehnice ale rocilor, o mare influență asupra stabilității canalelor de irigație este exercitată și de condițiile hidrogeologice locale. Condițiile cele mai nefavorabile intervin în cazurile când profilul canalului intersectează straturi acvifere, când datorită presiunii hidrodinamice se produce spălarea și surparea taluzurilor.

Pentru evitarea tasărilor pot fi luate o serie de măsuri: prevenirea fenomenelor de infiltrație a apei; execuția canalului cu o adâncime mai mică decât cea proiectată pentru ca după tasare, fundul canalului să

ajungă la cota din proiect; umezirea treptată a canalelor înainte de intrarea în plină activitate; execuția lucrărilor de căptușire numai după ce fenomenul de tasare s-a terminat etc.

Exemple caracteristice de tasări și prăbușiri s-au înregistrat la noi în țară (în sistemul de irigații Mircea Vodă – Valea Carasu – Dobrogea și în sistemul de irigație din unitatea îndiguită Brăila – Dunăre – Siret. Fenomenele de degradare a canalelor din incinta Brăila – Dunăre – Siret s-au manifestat sub forma unor scufundări, însoțite de lăsări ale suprafeței terenului, paralele cu canalul, Scufundările aveau fie forma unor gropi cu diametrul de 10-40 cm (fig. 2.57)<sup>1</sup>, fie forma unor prăbușiri alungite pe direcția axului canalului. Pe lângă litologia specifică de aici, cauzele degradărilor au ca origine și regimul special de exploatare al terenului (îndiguit cu 10 ani înaintea amenajării sistemului de irigații)<sup>1</sup>.



**Fig. 2.57.** Scufundări sub formă de gropi produse pe canalele de irigație ale sistemului Brăila – Dunăre – Siret.

### 2.3.2. MĂSURI DE IMPERMEABILIZARE A CANALELOR DE IRIGAȚII

Pierderile de apă dintr-un sistem de irigații, care pot uneori depăși 50% din cantitatea de apă intrată într-un sistem, se diferențiază în: pierderi prin infiltrație; pierderi prin evaporație; pierderi prin defecțiuni de execuție și exploatare ale sistemului.

Pentru reducerea pierderilor prin infiltrație, care au ponderea cea mai mare din totalul pierderilor și efectele negative cele mai importante, se pot lua următoarele măsuri:

1) *Măsuri inițiale de construcție*, care constau în căptușirea sau înlocuirea cu jgheaburi sau conducte a canalelor.

2) *Măsuri de exploatare*, respectiv o bună organizare a udărilor sau înlocuirea rigolelor și canalelor provizorii cu conducte de transport și flexibile.

Căptușelile canalelor trebuie să îndeplinească în primul rând condițiile speciale, adică să fie impermeabile, rezistente la eroziuni și apoi condițiile generale – o rugozitate cât mai mică, flexibilitate, cost cât mai redus.

În funcție de materialele folosite și de alcătuirea structurală generală, căptușelile se împart în trei grupe:

A. *grupa căptușelilor cu materiale aplicate* (betonul nearmat turnat direct, betonul armat turnat direct, betonul prefabricat, mortarul de ciment nearmat, mortarul de ciment armat, mortarul de ciment aplicat prin torcretare, pereu de piatră, pereu de cărămidă, căptușeli bituminoase, folii de mase plastice, îmbrăcăminte vegetale etc.);

B. *grupa căptușelilor prin sporirea calității patului natural al canalelor* (căptușeli groase de pământ, căptușeli prin colmatare, căptușeli prin stabilizarea terenului etc.);

C. *grupa înlocuitorilor canalelor de pământ* (jgheaburile și conductele).

În cadrul laboratorului Catedrei de Hidroameliorații<sup>2</sup> s-au efectuat (1963-1965) o serie de experiențe pentru găsirea celor mai indicate materiale de impermeabilizare pentru canalele de irigație ce funcționează intermitent (de exemplu c.d.s.). S-au experimentat pe 6 tronsoane de câte 10 m lungime următoarele îmbrăcăminte: pereu de cărămidă, beton, asfalt, mortar de bitum, beton asfaltic și pământ stabilizat. În urma studierii comportării materialelor de impermeabilizare folosite, s-a ajuns la concluzia că din punct de vedere economic și al reducerii pierderilor de apă se poate situa pe primul loc mortarul de bitum. Costul cel mai ridicat l-a prezentat îmbrăcămintea de beton (42,03 lei/m<sup>2</sup>), reducând însă pierderile de apă cel mai mult (de 6,3 ori față de mortar); mortarul de bitum a revenit la 11,77 lei/m<sup>2</sup>, cu reducerea pierderilor de apă de 5 ori. (Prețurile fiind de laborator, au importanță prin comparație).

<sup>1</sup> „Fenomene de prăbușire a unor canale de irigație în lunca Dunării de jos”, I.S.C.H. (R.I. Bally și I.P. Antonescu, 1960).

<sup>2</sup> Blidaru V., Gobjilă M. și Dragoș I., „Contribuții la stabilirea măsurilor de reducere a pierderilor de apă prin infiltrații din canalele de irigații”, I.P.I., 1966.

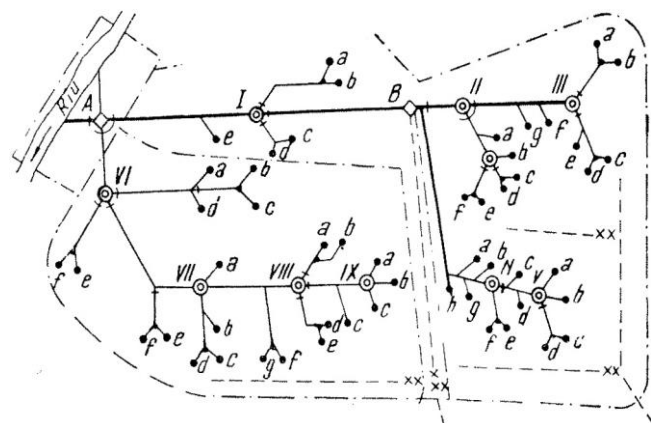
# CONSTRUCȚII ȘI INSTALAȚII PE REȚEAUA DE CANALE A SISTEMELOR DE IRIGAȚII ȘI DESECĂRI

Funcționarea corectă a sistemelor de irigații și desecări este asigurată printr-o serie de construcții și instalații cu care trebuie prevăzută rețeaua de canale, rolul acestora fiind de cele mai multe ori multiplu: de a capta apa din sursă și a-i îmbunătăți calitatea; de a regla nivelul și viteza apei în diferitele sectoare ale sistemului; de a asigura transportul apei printr-un relief accidentat sau peste obstacole; de a ține evidența debitelor și volumelor de apă; de a asigura cu apă celelalte cerințe ale economiei existente sau în dezvoltare pe teritoriul amenajat; de a descărca și evacua apa colectată, în recipienți sau emisari etc.

Pentru a realiza aceste scopuri s-au dezvoltat construcțiile și instalațiile corespunzătoare.

Proiectarea, construirea și exploatarea acestor construcții și instalații constituie parte integrantă a canalului de irigație sau desecare pe care-l deservește, iar din punct de vedere organizatoric se încadrează în sectorul de exploatare respectiv.

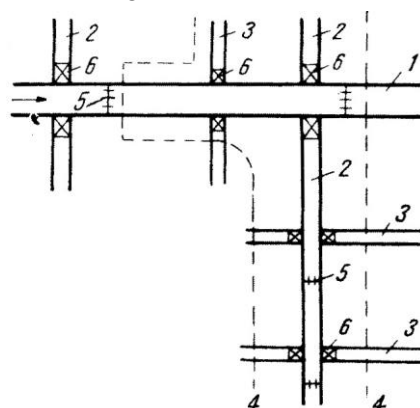
În figura 3.1 se dă ca exemplu schema organizatorică a unui sistem de irigații cuprinzând sectoarele de exploatare (I.A. Șarov).



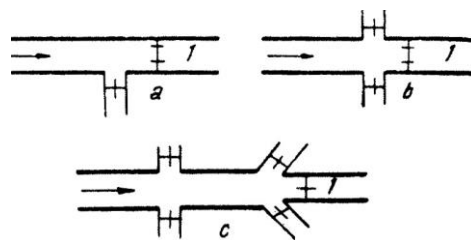
**Fig. 3.1.** Schema de exploatare a unui sistem de irigație:  
— canal de irigație; - - - canal de colectare; — post hidrometric principal; — post hidrometric; - - - hotarul sectorului de exploatare; — centru de dominare; — centru de distribuție; — centru de automatizare; — punct de ramificație.

Distribuția apei între canalele sistemului de irigații ca și între diferiții consumatori se face pe bază planificată, prin centre de distribuție (fig. 3.2).

Centrele de distribuție se pot construi ca și cele de priză fără reglarea nivelului apei, sau cu reglarea nivelului apei și pot fi cu derivații unilaterale, bilaterale sau multilaterale (fig. 3.3).



**Fig. 3.2.** Schema unui centru de distribuție: 1 - canal magistral; 2 - canal distribuitor dintre gospodării; 3 - canal principal de irigație; 4 - limita centrului de distribuție; 5 - instalații de barare pe canale; 6 - stăvilor regulator frontal.



**Fig. 3.3.** Schema centrelor de distribuție cu derivație: a - unilaterală; b - bilaterală; c - multilaterală; 1 - canal distribuitor.

În centrul de distribuție se grupează de cele mai multe ori o multitudine de probleme tehnice și organizatorico-funcționale, ca: lupta contra aluviunilor, reglarea debitelor și nivelurilor, ținerea evidenței apei scurse, probleme de navigație și hidroenergetice etc.

Probleme similare centrelor de distribuție din sistemele de irigații, însă mai reduse ca număr și amploare, pun și centrele de confluență și descărcare în sistemele de desecare.

În sistemele mixte și reversibile, construirea acestor centre se va face în conformitate cu cerințele de exploatare, după cum se va vedea în capitolul 7.

### 3.1. INSTALAȚII PENTRU REȚINEREA ȘI SPĂLAREA ALUVIUNILOR – DECANTOARE

#### 3.1.1. ROLUL ȘI CLASIFICAREA DECANTOARELOR

În cazul în care instalațiile frontale nu pot reține aluviunile cu  $d > 0,15$  mm și acestea pătrund în canalul magistral, sunt necesare construcții speciale de captare și îndepărtare – decantare.

În funcție de modul de evacuare al aluviunilor, se deosebesc (fig. 3.4): decantare cu spălare periodică și decantare cu spălare continuă.

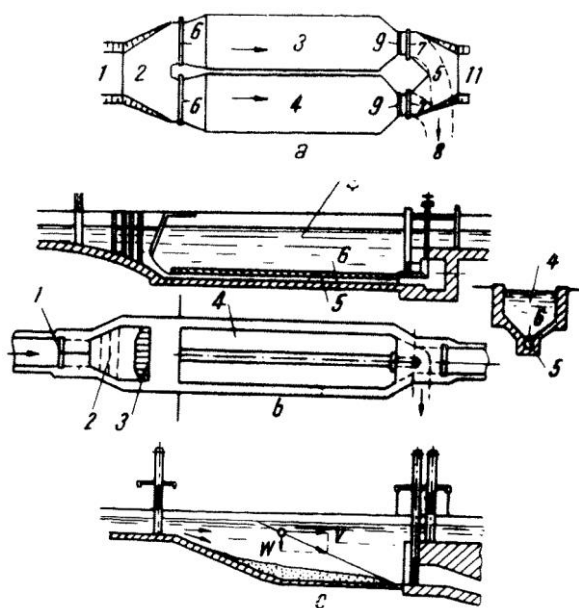


Fig. 3.4. Decantare: a – cu spălare periodică; b – cu spălare continuă; c – schemă de calcul.

*Decantarele cu spălare periodică* sunt formate din una sau mai multe camere (fig. 3.5), iar spălarea aluviunilor depuse într-o cameră se face atunci când prin creșterea vitezei apei în decantor, datorită micșorării secțiunii active, sunt antrenate în canalul de evacuare o parte din aluviuni (regimul de funcționare rezultă din figura 3.4, a).

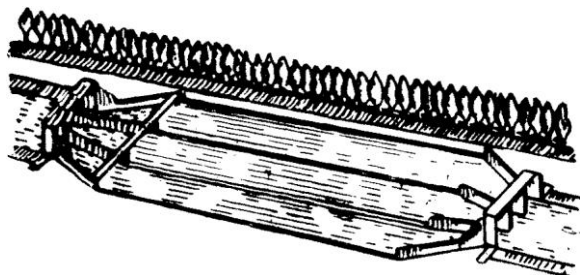


Fig. 3.5. Vedere generală a unui decantor cu mai multe camere.

În timpul spălării unei camere a decantorului, alimentarea cu apă a sistemului de irigație se face prin altă cameră.

Camerele decantorului pot avea pante pozitive sau negative de 5-20%.

*Decantarele cu spălare continuă* pot fi și ele cu una sau mai multe camere, spălarea aluviunilor făcându-se în mod continuu, nefiind necesară întreruperea funcționării camerelor (fig. 3.4). Camerele decantorului sunt prevăzute cu un jgheab de fund 5, prin care apa se scurge sub presiune – antrenând astfel aluviunile spre galeria de spălare 7 care le conduce într-un emisar, recipient sau într-o depresiune; jgheabul de fund are la partea superioară un grătar 6. Fundul camerei prezintă pante transversale de 40-45°. Intrarea în decantor se face printr-un stăvilor 1 și un difuzor 2.

#### 3.1.2. PROIECTAREA DECANTOARELOR

Alegerea tipului de decantor și proiectarea lui se fac în funcție de o serie de factori, ca: turbiditatea apei ( $\rho$  kg/m<sup>3</sup>), planul de aducțiune și folosire a apei în sistem, tipul de priză etc.

*Decantarele cu spălare periodică.* O particulă din debitul solid ce intră în decantor este supusă acțiunii celor două viteze: o viteză uniformă de depunere (mărimea hidraulică  $w$ ) și viteza medie longitudinală ( $v$ ). Rezultanta celor doi vectori-viteză este o dreaptă cu o înclinare  $\alpha$  ( $\tan \alpha = \frac{w}{v}$ ).

În căderea sa, particula parcurge un drum de o lungime:

$$L = H \frac{v}{w} \quad (3.1)$$

Calculul înnămolirii camerei se face considerând că aluviunile se repartizează într-un strat de grosime  $\delta$  pe lungimea  $L$ :

$$\delta = 360 \frac{q \rho t}{\gamma L} \quad [\text{cm}] \quad (3.2)$$

în care:

$q$  este debitul specific al camerei (m<sup>3</sup>/s, m);

$t$  – timpul de funcționare (ore);

$\gamma$  – greutatea volumetrică a aluviunilor (1,3-1,6 t/m<sup>3</sup>).

Vitezele de scurgere a apei diferă în lungul camerei datorită depunerii neuniforme a aluviunilor (se depun într-un strat mai gros în capătul amonte);  $v_1 > v_2$ , conform figurii 3.6 (O. Alexandrescu).

Viteza într-un punct situat la distanța  $x$  de secțiunea 1-1 va fi dată de relația:

$$v = v_1 - \frac{x}{S} (v_1 - v_2) \quad (3.3)$$

în care:

$S$  este lungimea depozitului de aluviuni.

Traietoria unei particule este dată de ecuațiile:

$$\begin{cases} dx = v dt \\ y = wt \end{cases} \quad (3.4)$$

Prin rezolvarea ecuației 3.4 și ținând cont de relația 3.3, se obține pentru timpul  $t$  relația:

$$t = \frac{S}{v_1 - v_2} \ln \frac{v_1}{v_1 - \frac{v_1 - v_2}{S} x} \quad (3.5)$$

Pentru  $x = L$  și  $y = H$  se determină:

$$L = \frac{H}{w} \frac{v_1 - v_2}{\ln \frac{v_1}{v_2}} \quad (3.6)$$

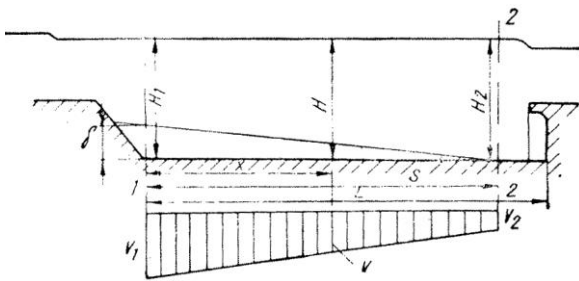


Fig. 3.6. Schema de calcul a depunerii aluviunilor în camera decantorului cu fund orizontal.

În secțiunea 1-1, viteza este dată de relația

$$v_1 = \frac{q}{H_1}, \text{ iar în secțiunea 2-2, } v_2 = \frac{q}{H_2}, \text{ în care } q = \frac{Q}{B}$$

( $B$  – lățimea decantorului).

Adâncimea medie a decantorului este:

$$H = \frac{H_1 + H_2}{2}$$

Pentru cazul când  $S = L$  se obține:

$$L = \frac{H_2}{w} \frac{v_1 - v_2}{\ln \frac{v_1}{v_2}} \quad (3.7)$$

*Decantoare cu spălare continuă.* La aceste decantoare, nivelul apei la spălare nu coboară, însă trebuie să depășească nivelul biefului aval al râului, pentru ca în conductele de nămol, vitezele să fie destul de mari pentru evacuarea aluviunilor. Camerele decanatoarelor cu spălare continuă nu au nevoie de un volum de rezervă pentru aluviuni și deci se poate lua  $S = L$ .

La intrarea în camera decantorului, apa are o viteză:

$$v_1 = \frac{Q_u + Q_{sp}}{\Omega}$$

în care:

$Q_u$  și  $Q_{sp}$  sunt: debitul util și cel de spălare;

$\Omega$  – secțiunea activă a camerei.

La capătul aval, viteza este:

$$v_2 = \frac{Q_u}{\Omega}$$

Debitul de spălare duce la mărirea componentei verticale a vitezei și deci viteza de sedimentare a particulelor, la decantoarele cu spălare continuă, este mai

mare decât mărirea hidraulică  $\left(u = \frac{Q_s}{LB_f}\right)$ , în care

$$B_f = B_{fund}.$$

O particulă se depune pe fundul camerei decantorului de la înălțimea  $H$ , într-un timp  $T = \frac{H}{w + u}$ .

În mod asemănător ca la decantoarele cu spălare periodică se ajunge la relația:

$$L = \frac{H}{w + u} \frac{v_1 - v_2}{\ln \frac{v_1}{v_2}} \quad (3.8)$$

Deoarece viteza  $u$  este funcție de  $L$ , determinarea lui  $L$  se face prin încercări.

O relație mai simplă pentru  $L$ , dar mai aproximativă, este:

$$L = \frac{H}{w + u} \frac{v_1 - v_2}{2}$$

în care:

$$u = \frac{Q_{sp}}{L \cdot B_{med}}$$

## 3.2. INSTALAȚII HIDROMETRICE – APOMETRE

### 3.2.1. IMPORTANȚA MĂSURĂRII DEBITELOR ȘI VOLUMELOR DE APĂ

Importanța mare pe care o prezintă măsurarea debitelor și volumelor de apă în sistemele hidroameliorative constă în aceea că ea permite: folosirea planificată a apei prin controlul consumului de apă, determinarea pierderilor de apă, determinarea debitului în vederea stabilirii indicilor tehnico-economiști și funcționali ai sistemelor etc.

### 3.2.2. CLASIFICAREA INSTALAȚIILOR HIDROMETRICE ȘI RELAȚII DE CALCUL

Pentru măsurarea debitelor și volumelor de apă pe rețeaua de canale se folosesc atât construcțiile existente cât și instalații speciale, care se vor prezenta pe scurt în continuare.

1. *Instalațiile apometre* cu ajutorul cărora se determină debitul fără reglare se pot clasifica în: apometre cu ajutoraj (circular, dreptunghiular); apometre cu deversor (triunghiular, trapezoidal, dreptunghiular); apometre cu salt hidraulic (Parshall, de Marchi).

*Apometrul cu ajutoraj* (fig. 3.7). Pentru instalarea unui astfel de dispozitiv în punctul de derivație, se taie digul canalului de ordin superior pe o porțiune mică și se înlocuiește cu un panou pe care se fixează apometrul ajutoraj, ce se poate executa din tablă, masă plastică sau lemn.

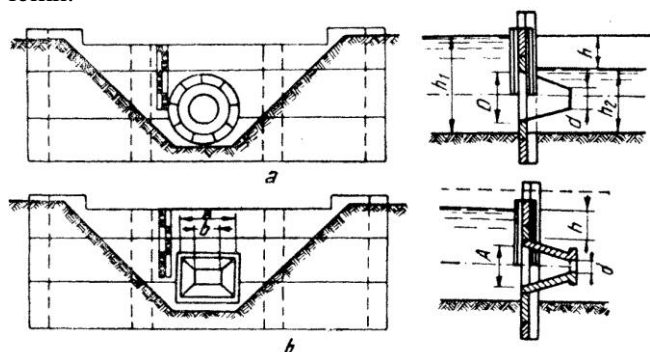


Fig. 3.7. Apometrul cu ajutoraj: a – cu secțiune circulară; b – cu secțiune dreptunghiulară.

Debitul ce trece prin acest apometru ( $Q < 0,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ) se determină cu formula:

$$Q = m\omega\sqrt{h} \text{ [m}^3/\text{s]} \quad (3.9)$$

în care:

$\omega$  este suprafața secțiunii de ieșire a ajutorajului;

$h$  – diferența de nivel între biefuluri;

$m$  – coeficientul de debit stabilit experimental.

Apometrul cu deversor (fig. 3.8) funcționează cu o precizie mare, folosindu-se în special în măsurătorilor de laborator, din cauza împotmolirii lui în bieful amonte și a remuului mare ce se creează.

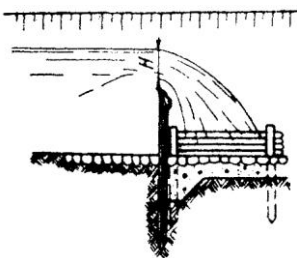


Fig. 3.8. Apometru deversor.

Debitul se determină cu formulele:

– pentru deversorul triunghiular:

$$Q = 1,343H^{2,47} \text{ [m}^3/\text{s]};$$

– pentru deversorul trapezoidal:

$$Q = 1,86bH^{\frac{3}{2}} \text{ [m}^3/\text{s]};$$

– pentru deversorul dreptunghiular:

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{\frac{3}{2}} \text{ [m}^3/\text{s]}.$$

*Apometrele cu salt hidraulic* (tip Parshall și de Marchi) sunt formate dintr-un jgheab cu o strângere care modifică caracterul scurgerii; cunoscându-se supraînălțarea provocată, se poate determina debitul cu ajutorul unor formule.

*Apometrul de tip Parshall* (fig. 3.9) prezintă următoarele caracteristici: lățimea strângării  $l$ ; lungimea ( $F = 0,6 \text{ m}$ ); partea jgheabului cu fundul orizontal în fața intrării strângute  $B = (0,5l + 1,20) \text{ m}$ ; lățimea părții de intrare  $D = (1,20l + 0,48) \text{ m}$ ; pereții laterali din partea de intrare a jgheabului fac în plan cu axul jgheabului un unghi de  $11^\circ 19'$ ; partea de ieșire cu pantă inversă a fundului de  $1:6$  este mai joasă decât cea de intrare; lățimea ieșirii  $C = (l + 0,30) \text{ m}$ ; unghiul de divergență al pereților este de  $9^\circ 28'$ .

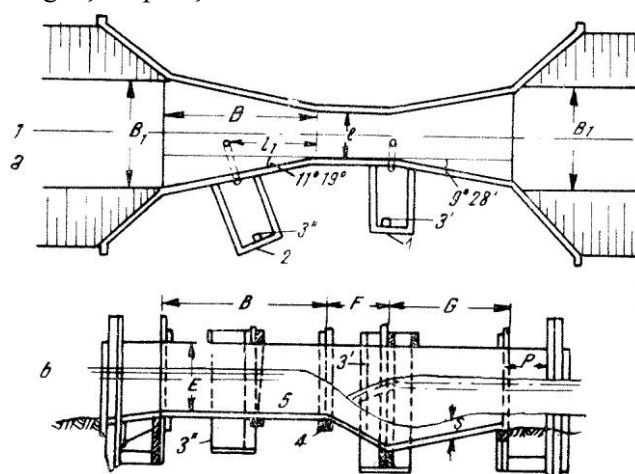


Fig. 13.9. Apometrul Parshall: a – vedere în plan; b – secțiunea 1-1; 1 – puț aval; 2 – puț amonte; 3' – miră aval; 3'' – miră amonte; 4 – fier colțar; 5 – fundul jgheabului.

Determinarea debitului, pentru scurgerea liberă

$$K = \frac{H_v}{H_m} \leq 0,7 \quad (3.10)$$

prin jgheab, se face cu formula:

$$Q = 0,372l \left( \frac{H_m}{0,305} \right)^{1,669} \cdot l^{0,026}$$

în care:

$H_m, H_v$  reprezintă indicațiile mirei amonte și aval, în m.

În cazul în care scurgerea este înecată, adică

$0,95 \geq \frac{H_v}{H_m} > 0,7$ , debitul se reduce cu valoarea ( $q$ ):

$$q = 0,0745 \left[ \frac{H_m}{\frac{0,931^{1,8}}{K} - 0,747} \right]^{4,57-3,14K} + 0,093Kl^{0,815}$$

În sistemele de irigație, apometrele Parshall pot constitui fie construcții fixe din beton sau lemn, sau pot



fi construcții mobile din tablă și sunt sigure și comode (pentru  $Q = 0,02-7,5 \text{ m}^3/\text{s}$ )

În sistemele de irigație, apometrele Parshall pot constitui fie construcții fixe din beton sau lemn, sau pot fi construcții mobile din tablă și sunt sigure și comode (pentru  $Q = 0,02 - 7,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Apometrul tip de Marchi (fig. 3.10) este alcătuit dintr-un jgheab cu strangulare în partea aval. Partea de intrare a jgheabului este de formă rectangulară. Mira pentru înregistrarea nivelurilor se găsește într-un puț situat lateral față de partea de intrare, zeroul mirei corespunzând cotei pragului în zona strangulată.

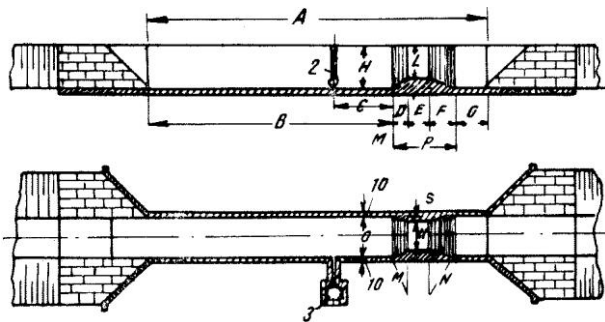


Fig. 3.10. Apometru tip de Marchi: 1 – timpan; 2 – miră; 3 – contor.

Condiția de funcționare a apometrului de Marchi este:  $\frac{H_v}{H_m} \leq 0,7$ .

Debitul se determină cu relația:

$$Q = C \mu b h \sqrt{2gh} \quad (3.11)$$

în care:

$b$  – este lățimea apometrului în secțiunea contractată;

$h$  – citirea la miră;

$C = 0,98$ ;

$$\mu = 0,385 + 0,108B^2$$

în care:

$$B = \frac{b \cdot h}{\omega}$$

$\Omega$  – secțiunea de scurgere în dreptul mirei.

2. Instalațiile care permit atât evidența cât și reglarea debitelor sunt stăvilarele, căderile prevăzute cu deversoare și trecerile tubulare.

Adaptarea stăvilărilor deschise ca apometru (fig. 3.11).

Pentru aceasta este necesar ca în amonte și aval de oblon să se instaleze câte o miră, pe timpanul stăvilărilor să se fixeze un indicator, iar oblonul să fie marcat din 5 în 5 cm.

Determinarea debitului  $Q$  se poate face prin relația:

$$Q = m b h_{ob} \sqrt{2g(H_0 - \alpha H_{ob})} \quad (3.12)$$

în care:

$$m = 0,63-0,64;$$

$b$  – deschiderea stăvilărilor, în m;

$H_{ob}$  – înălțimea de ridicare a oblonului, în m;

$H_0$  – înălțimea coloanei de apă, în m;

$$H_0 = h_m + \frac{v_0^2}{2g};$$

$h_m$  – citirea la miră amonte, în m;

$v_0$  – viteza de apropiere, m/s;

$\alpha$  – coeficient de contracție ( $\alpha = 0,65-0,67$ ).

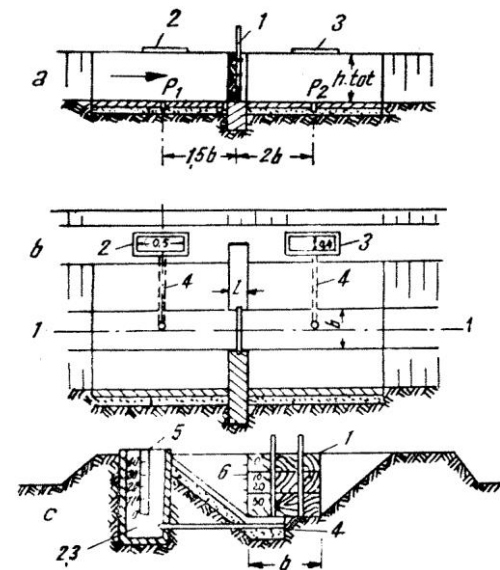


Fig. 3.11. Adaptarea stăvilărilor ca apometru: a – secțiune longitudinală 1-1; b – vedere în plan; c – secțiune transversală; 1 – stăvilă; 2 – puț amonte; 3 – puț aval; 4 – țeava de legătură  $\varnothing = 3-5$  cm prevăzută cu sită; 5 – miră; 6 – indicator.

Adaptarea căderilor ca apometre (fig. 3.12).

Căderile (rupele de pantă) pot măsura debitul, deci pot funcționa ca apometre, dacă sunt prevăzute cu deversoare cu pereți subțiri.

Determinarea debitului  $Q$  se face cu relația:

$$Q = m B \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} C_i \quad (3.13)$$

în care:

$C_i$  este coeficientul de înecare, care în cazul scurgerii libere este egal cu 1.

Adaptarea trecerilor tubulare ca apometre (fig. 3.13) se face prin instalarea a două mire și atașarea unui ajutoraj.

Ajutorajele pot funcționa pentru scurgerea neînecată, sau înecată, cu condiția ca fundul canalului să fie denivelat în dreptul ajutorajului. Pentru scurgerea înecată, debitul se determină cu relația:

$$Q = m \omega \sqrt{2gz} \quad (3.14)$$

în care:

$\omega$  este secțiunea de ieșire,  $\text{m}^2$ ;

$z$  – diferența de nivel între cele două biefuri, în metri.

În cazul scurgerii neînecate:

$$Q = m\omega\sqrt{2gH}$$

în care:

$$H = h_m - \frac{d}{2}$$

### 3. Apometre cu înregistrare și reglare automată

Apometrele care înregistrează direct volumul apei scurse sunt mai complexe și se folosesc, de obicei, pe canale cu  $Q > 0,2-0,3 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Funcționarea acestor apometre este bazată pe principiul apometrelor parțiale<sup>1</sup>:

$$Q = K \cdot q \quad (3.15)$$

în care:

$Q$  – este debitul total supus înregistrării, care trece prin canal;

$q$  – debitul care trece în aceeași perioadă de timp prin ajutoraj;

$K$  – coeficientul de parțialitate, care pentru apometrul dat trebuie să fie constant.

Primul tip de apometru este o instalație de înregistrare a volumelor parțiale, cu intrarea deschisă, în formă de tub scurt cu secțiunea dreptunghiulară (fig. 13.14).

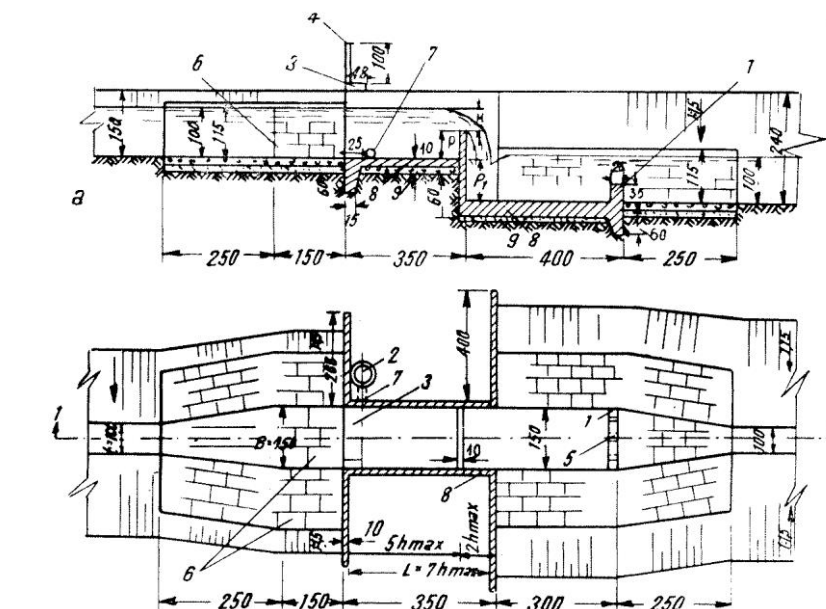
Pentru măsurarea debitului și a volumului scurgerii există în peretele frontal, pe lângă orificiul principal, o deschidere 1 suplimentară prevăzută cu un mic tub de ramificație, care duce apa la un contor obișnuit 2, așezat într-un puț, unde se pot face observațiile necesare.

Acest apometru funcționează cu o precizie de  $\pm 3\%$ .

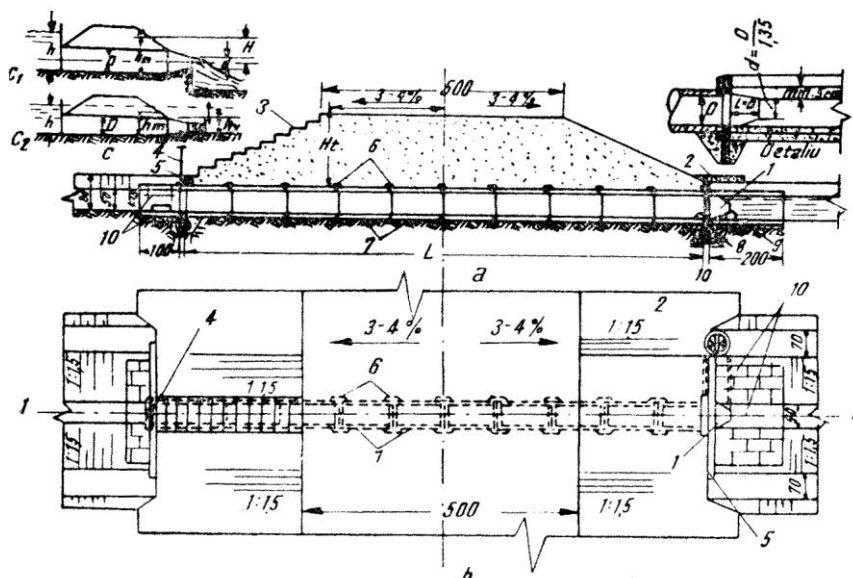
Înregistrarea automată a volumului scurgerii se mai poate face cu apometrul arătat în figura 3.15.

La baza ideii acestui apometru stă folosirea unei diafragme gofrate metalice 5, cu ajutorul căreia presiunea apei este transmisă tubului vertical 7, astfel că se pot stabili volumele de apă corespunzătoare debitelor scurse după totalizarea ce are loc în contorul 8 din capătul tubului vertical.

Apometrul cu mască (fig. 3.16) permite măsurarea debitelor și reglarea lor automată, pentru niveluri de admisie variabile sau constante, ceea ce se realizează prin instalarea unor regulatoare de nivel constant pe canalul de ordin superior celui pe care se află apometrul, respectiv pe același canal pentru cazul al doilea (fig. 3.16).

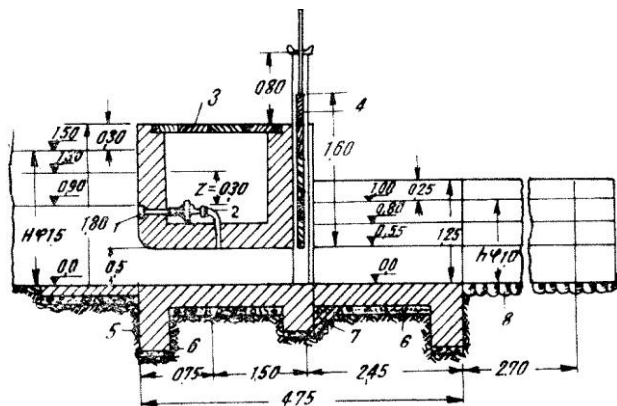


**Fig. 3.12.** Cădere cu deversor: a – secțiunea 1-1; b – vedere în plan; 1 – pragul disipatorului de energie; 2 – puț de observație; 3 – pasarela de acces; 4 – balustradă; 5 – goluri  $\varnothing = 5 \text{ cm}$ ; 6 – pereu din dale tip, prefabricate, așezate pe un strat de balast de 10 cm grosime; 7 – țeava  $\varnothing 10$ ; 8 – beton armat B 170; 9 – beton simplu B 35.

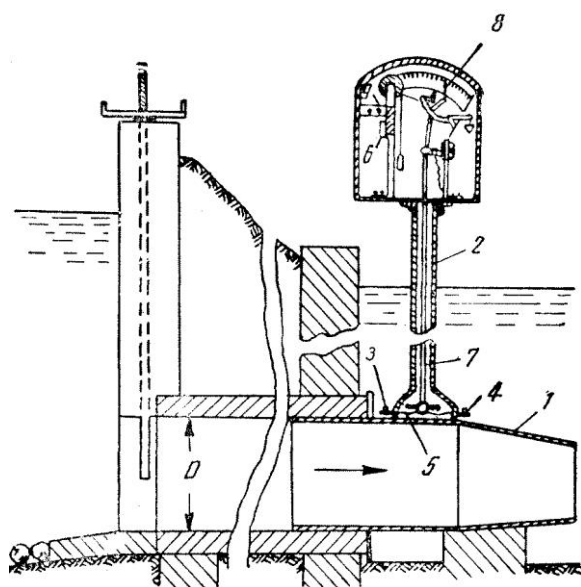


**Fig. 3.13.** Podeț – stăvilă tubular cu ajutoraj: a – secțiunea 1-1; b – vedere în plan; c – scurgere prin trecere tubulară; c<sub>1</sub> – neînecată; c<sub>2</sub> – înecată; 1 – ajutoraj tronconic din tablă; 2 – puț de observație; 3 – scară de acces din dale tip D-2; 4 – stăvilă plană tip ST-500; 5 – timpan tip TST-50; 6 – manșoane de etanșare din mortar de ciment M-100; 7 – tuburi tip T-50; 8 – pământ bine bătut; 9 – strat de pietriș; 10 – pereu din dale D-1 și D2, rostuit cu mastic bituminos.

<sup>1</sup> Blidaru E. și colab. *Contribuții la construirea unui apometru cu înregistrare automată a volumelor de apă pentru sistemele de irigații și desecări*, 1960. În: Buletinul Institutului Agronomic Iași.

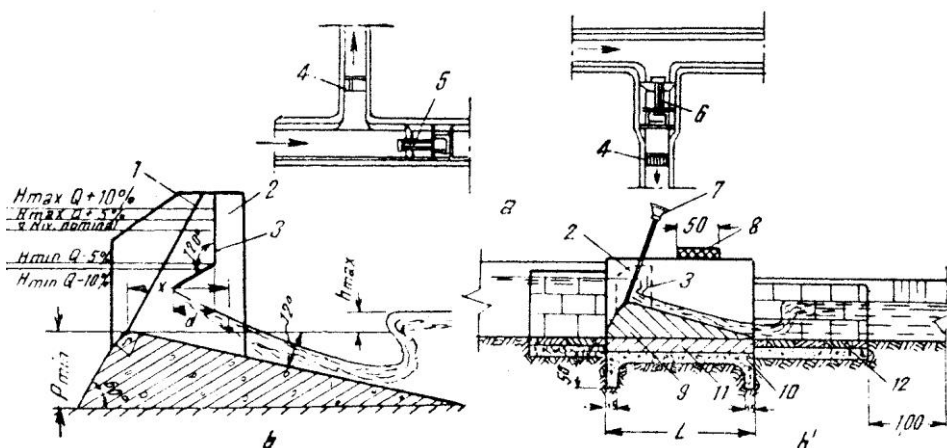


**Fig. 3.14.** Instalație de înregistrare a volumelor parțiale, de tip închis: 1 – grătar demontabil; 2 – contor de 4 mm; 3 – capacul puțului; 4 – vană; 5 – beton; 6 – pat de pietriș, de 10 cm; 7 – filtru invers; 8 – consolidare cu piatră (Instalație verificată în Laboratorul Catedrei de Hidroameliorații Iași).



**Fig. 3.15.** Apometru automat – secțiune longitudinală: 1 – ajutor conic; 2 – tub de fier cu capătul inferior lărgit; 3, 4 – șuruburi de fixare; 5 – diafragmă gofrată din alamă; 6 – mecanism de înregistrare; 7 – tub vertical; 8 – ac indicator; 9 – cadran.

**Fig. 3.16.** Apometru cu mască: a – schemă de amplasare; b și b' – secțiuni transversale; 1 – ghidajul stavilei; 2 – perete despărțitor din tablă de fier; 3 – mască din tablă de fier; 4 – apometru cu mască; 5 – regulator de nivel cu comandă în amonte; 6 – regulator de nivel cu comandă în aval; 7 – vană acționată manual; 8 – punte de acces la vană, din beton armat; 9 – prag de beton; 10 – beton min. B-50; 11 – beton min. B-90; 12 – pereu din dale prefabricate pe un strat de pietriș.



Apometrul cu mască prezintă un prag, deasupra căruia se află instalată o baterie de tablă formată din pereți plani verticali și o mască ce închide parțial secțiunea de scurgere.

Apometrul cu mască funcționează ca un deversor, atunci când nivelul apei nu atinge masca.

Debitul se determină cu relația:

$$Q = K_1 H^{\frac{3}{2}}$$

Când nivelul este mai ridicat decât marginea inferioară a măștii, debitul se determină cu relația:

$$Q = K_2 H^{\frac{1}{2}}$$

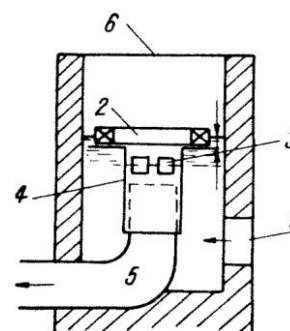
în care:

$H$  – este sarcina pe pragul deversorului;

$$K = \frac{H_v}{H_m}$$

Instalații pentru asigurarea trecerii unor debite constante

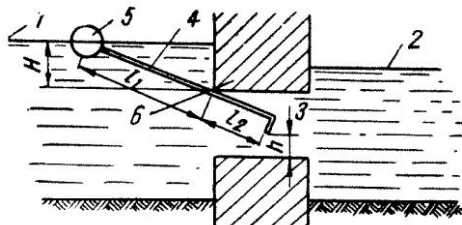
**Automatul Lindley** (fig. 3.17). Deasupra conductei 5 prin care se evacuează apa, culisează o calotă 4 prevăzută cu deschideri 3, a cărei plutire este asigurată de flotorul 2. Apa ce pătrunde prin deschiderea 1 este captată prin ferestrele 3 care permit în permanență trecerea unor debite constante. Debitul necesar se reglează prin închiderea sau deschiderea ferestrelor 3.



**Fig. 3.17.** Automatul Lindley: 1 – admisia apei; 2 – flotor; 3 – ferestre; 4 – calotă; 5 – conductă de evacuare a apei; 6 – capac.

*Automatul Bredis* (fig. 3.18) permite trecerea unor debite constante din canalul de alimentare 1 în canalul de derivație 2, prin mărirea sau micșorarea deschiderii 3 de către oblonul 4 care este prevăzut cu un flotor 5.

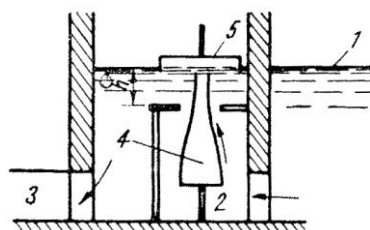
Reglarea debitului se face fie prin schimbarea mărimilor  $l_1$ ,  $l_2$ , fie prin schimbarea dimensiunilor flotorului.



**Fig. 3.18.** Automatul Bredis: 1 – canal de alimentare; 2 – canal de derivație; 3 – deschidere; 4 – oblon; 5 – flotor; 6 – articulație.

*Automatul cu dispozitiv tronconic* (fig. 3.19).

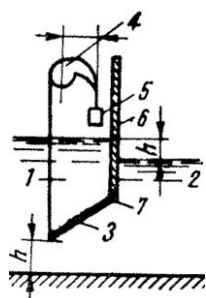
Din canalul de alimentare 1, apa trece prin camera cu flotor 2, în canalul de derivație 3. Dispozitivul de reglare, de formă tronconică, a secțiunii de trecere a apei 4 spre canalul de derivație, acționat de flotorul 5, permite pătrunderea în canalul de derivație a unui debit constant.



**Fig. 3.19.** Automatul cu dispozitivul tronconic: 1 – canal de alimentare; 2 – camera cu flotor; 3 – canal de derivație; 4 – dispozitiv tronconic; 5 – flotor.

*Automatul cu camă* (fig. 3.20) este alcătuit dintr-un oblon 3 care se găsește între canalul de alimentare 1 și cel de derivație 2, ce se articulează la unul din capete de peretele despărțitor 6, iar la capătul celălalt este prins de un cablu prevăzut cu contragreutatea 5, ce trece peste o camă 4.

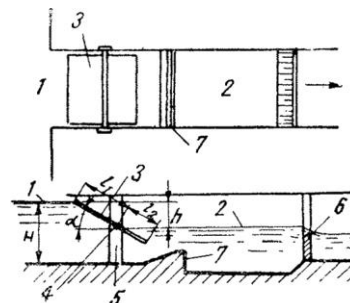
Trecerea unui debit constant se realizează prin echilibrarea presiunii apei și a contragreutății.



**Fig. 3.20.** Automatul cu camă:  
1 – canal de alimentare;  
2 – canal de derivație; 3 – oblon;  
4 – camă;  
5 – contragreutate; 6 – perete despărțitor; 7 – articulație.

*Automatul cu oblon basculant „SANIIRI”* (fig. 3.21) are un oblon basculant 3 ce se sprijină pe un ax metalic 4.

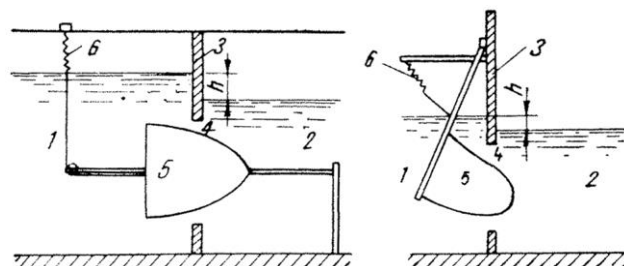
Mărimile  $l_1$ ,  $l_2$  se determină astfel încât oblonul să permită trecerea unui debit constant.



**Fig. 3.21.** Automatul cu oblon basculant „SANIIRI”:  
1 – canal de alimentare; 2 – canal de derivație; 3 – oblon basculant; 4 – ax metalic; 5 – nișă; 6 – șandori; 7 – prag.

*Automatul Butârin* (fig. 3.22) asigură de asemenea trecerea unor debite constante din canalul de alimentare 1 în canalul de derivație 2, prin intermediul unui dispozitiv 5 fixat la oblonul (peretele vertical) 3 care desparte cele două canale.

Între arc 6, care menține ridicat dispozitivul 5, și între presiunea apei din canalul 1 care apasă pe dispozitivul 5, se poate stabili un echilibru impus de nevoia trecerii unui anumit debit prin deschiderea 4.



**Fig. 3.22.** Automatul Butârin: 1 – canal de alimentare; 2 – canal de derivație; 3 – perete vertical; 4 – orificiu; 5 – dispozitiv de închidere; 6 – arc.

### 3.3. INSTALAȚII PENTRU REGLAREA DEBITELOR ȘI NIVELURILOR DE APĂ – STĂVILARE

#### 3.3.1. ROL, CLASIFICARE, RELAȚII DE CALCUL

Distribuția apei pe canale este realizată cu ajutorul stăvilarelor, care pot regla atât debitul cât și nivelul de apă.

După modul de funcționare, stăvilarele se pot

clasifica în: *stăvilare fără reglare automată și cu reglare automată*.

După forma constructivă a vanei de reglare, în hidroameliorații se folosesc frecvent: *stăvilare plane și segmentiforme*.

*Stăvilarele fără reglare automată* sunt, în general, plane și în funcție de rolul pe care-l îndeplinesc se pot grupa în:

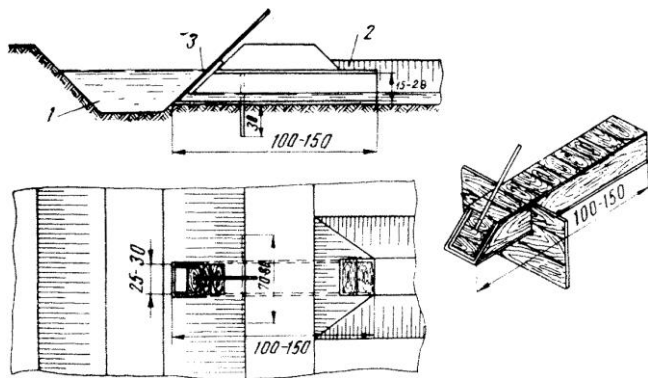
- *stăvilare pentru reglarea debitului* (tub stăvilar-vanetă, stăvilar regulator de debit, distribuitor);
- *stăvilare pentru reglarea nivelului*;
- *stăvilare pentru evacuare și spălare*.

*Tubul stăvilar (vanetă)* – (fig. 3.23).

Trecerea apei din canalul permanent în canalele provizorii sau de repartitie, în cazul orezăriilor, se realizează cu acest tip de stăvilar ( $L=1,5-2$  m;  $d=20-30$  cm sau  $a=15, 20, 25$  cm. Secțiunea de scurgere este închisă cu obloane de lemn, manevrate manual.

Debitul de trecere prin vanetă se determină cu relația:  $Q = m\omega\sqrt{2gz}$

Vanetele se fac din lemn, beton simplu – tuburi prefabricate, tablă de fier, azbociment.



**Fig. 3.23.** Tub stăvilar (vanetă) îngropat în dig: 1 – canal distribuitor sau canal provizoriu; 2 – canal provizoriu sau rigolă; 3 – oblon.

*Stăvilarele reglatoare de debit* permit trecerea apei cu posibilitatea reglării debitului derivat, prin ma-

nevrarea obloanelor ce închid secțiunea de ieșire; se diferențiază:

*Stăvilarul tubular* (fig. 3.24).

$$Q = m\omega\sqrt{2gz}$$

în care:

$$m = \frac{1}{\sqrt{\sum \zeta}}$$

$\sum \zeta$  reprezintă suma pierderilor de sarcină în stăvilarul tubular.

*Stăvilarul deschis*

$$Q = \varepsilon\phi b h \sqrt{2gz_0}$$

în care:

$$\varepsilon = 1,0 - 0,2n\zeta \frac{H_0}{b}$$

*Stăvilare cu diafragmă* (fig. 3.25):

$$Q = m\omega\sqrt{2gH}$$

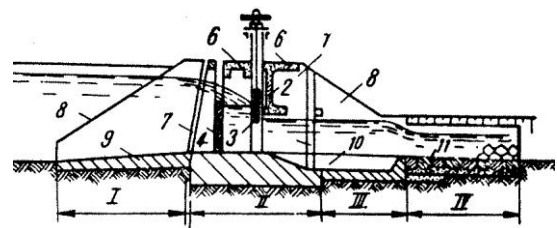
în care:

valorile lui  $H$  variază în funcție de felul strângulării, între 0,60 și 0,92;

$\omega$  – secțiunea de scurgere a stăvilarului;

$b, h$  – elementele secțiunii rectangulare de scurgere;

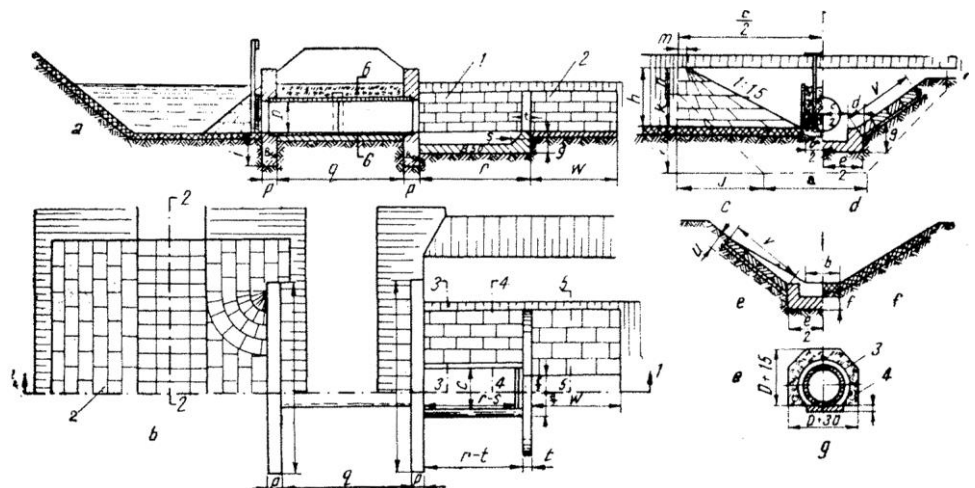
$\varepsilon$  – coeficient de contracție;



**Fig. 3.25.** Stăvilar regulator de debit cu diafragmă:

- I – anteradier; II – radierul propriu-zis; III – radierul de amortizare; IV – risermă; 1 – culee; 2 – timpan; 3 – oblon; 4 – grinzi de batardou; 5 – nișă pentru batardou; 6 – pasarelă; 7 – grătar; 8 – aripă de racordare; 9 – consolidare; 10 – disipator; 11 – pereu.

**Fig. 3.24.** Stăvilar tubular regulator de debit din beton simplu  $D=30-60$ ; cm a – secțiunea 1-1; b – vedere în plan; c – secțiunea 2-2; d – secțiunea 3-3; e – secțiunea 4-4; f – secțiunea 5-5; g – secțiunea 6-6; 1 – consolidare cu dale de beton; 2 – consolidare cu brazde de iarbă; 3 – manșon din mortar de ciment; 4 – argilă bine bătută.



$\zeta$  – coeficient de rezistență, care după forma de racordare ia valori cuprinse între 0,35 și 1,00;

$\varphi$  – coeficient de viteză;

$z$  – diferența de nivel dintre cele două biefuri;

$h_v$  – înălțimea deschiderii vanei;

$H_0$  – presiunea totală deasupra centrului de greutate al secțiunii de scurgere.

Când apa se scurge liber pe sub vană, debitul se determină:

$$Q = \varepsilon \varphi \alpha b h_v \sqrt{2g(H_0 - \alpha h_v)}$$

în care:

$\alpha$  este coeficient de contracție verticală.

În cazul scurgerii înecate pe sub vană se folosește formula:

$$Q = \varepsilon \varphi b h \sqrt{2g(H_0 - h)}$$

în care:

$h$  este adâncimea apei la prag;

$\varphi$  – coeficient de viteză.

Viteza de circulație a apei prin stăvilă trebuie să nu provoace remuuri mari.

Stăvilarele se execută din lemn, piatră, beton simplu, beton armat și alte materiale.

**Distribuitoare.** Distribuitoarele sunt lucrări hidrotehnice care au rolul de a distribui apa pe canalele ce pleacă dintr-un nod hidrotehnic.

După alcătuire, pot fi: *distribuitoare cu împărțire proporțională a debitului* (fig. 3.26); *distribuitoare cu reglarea debitului prin manevrarea vanelor* (fig. 3.27).

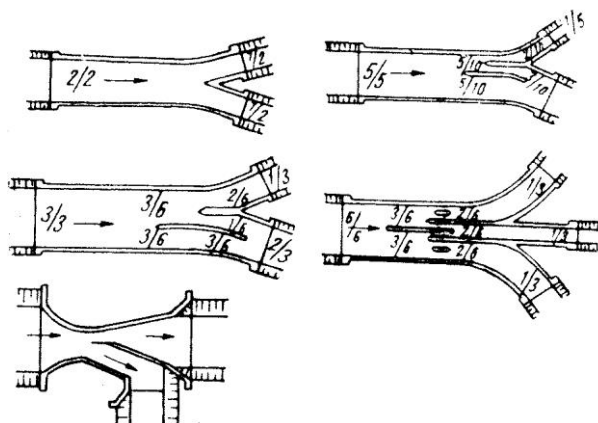


Fig. 3.26. Distribuitoare cu împărțire proporțională a debitelor.

Concentrând mai multe stăvilare într-o singură lucrare apar avantaje prin reducerea cheltuielilor de investiții și prin ușurință și simplitate în exploatare. Există însă dezavantajul în ceea ce privește gradul de precizie, care scade, iar gradul de împotmolire se mărește.

Debitul se calculează cu relația:

$$Q = \varepsilon \varphi b h \sqrt{2gz_0}$$

Stăvilă reglatoră de nivel prezintă aceeași construcție și același calcul ca și stăvilă reglatoră de debit; aceasta reglează nivelul apei în canalele de ali-

mentare pentru derivarea pe canalele de ordin inferior. Un rol deosebit de important au în hidroameliorații stăvilarele cu reglare automată a nivelului amonte sau aval.

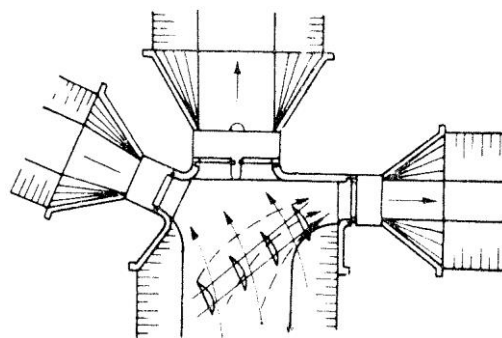


Fig. 3.27. Distribuitoare cu regularizarea debitelor prin vane.

*Stăvilarele cu reglare automată a nivelului amonte* (fig. 3.28) sunt alcătuite dintr-un oblon flotor segmentiform 1 ce închide secțiunea canalului.

Presiunea apei ce acționează asupra oblonului, precum și greutatea lui, sunt echilibrate de contragreutatea 2 și amortizor 3.

Pentru menținerea unui anumit nivel în amonte, se mărește sau se micșorează secțiunea de trecere a apei, prin schimbarea poziției contragreutății (fig. 3.29). Stăvilă se amplasează pe canalul de alimentare, aval de derivație (v. fig. 3.16, reper 5).



Fig. 3.28. Stăvilă automată pentru nivel amonte constant – tip Neyrpic: 1 – oblon flotor; 2 – contragreutate; 3 – amortizor; V – nivel constant.

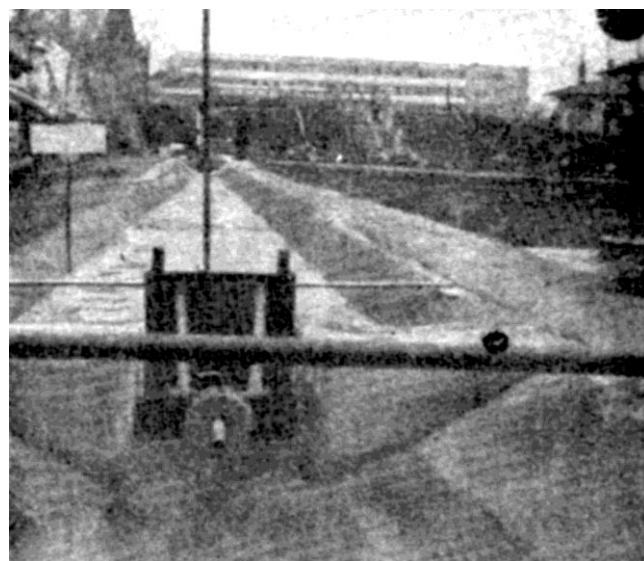
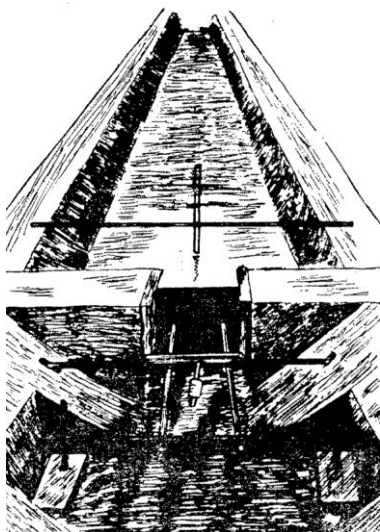
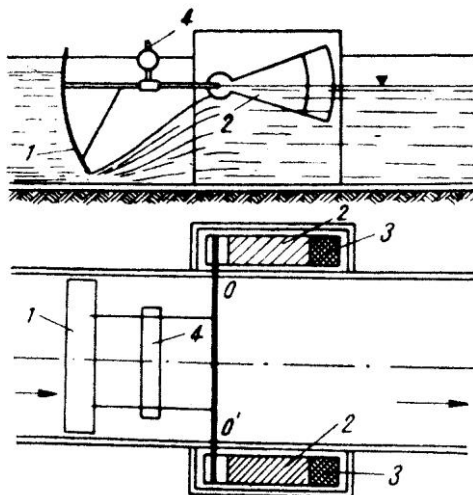


Fig. 3.29. Stăvilă automată în laboratorul Catedrei de Hidroameliorații – Institutul Politehnic Iași.



**Fig. 3.30.** Stăvilă automată pentru nivel aval constant (Laboratorul de Hidroameliorații – Institutul Politehnic Iași).

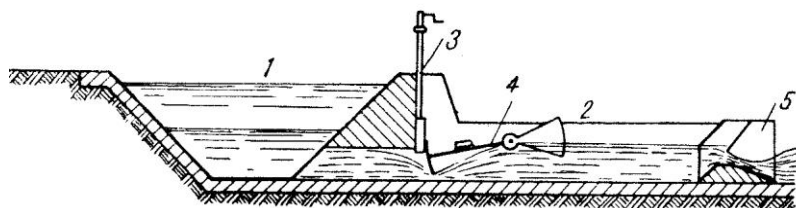
Stăvilarele cu reglare automată a nivelului aval funcționează în mod analog, însă flotorul este divizat în doi semiflotoare 2, amplasați în două puțuri simetrice 3, ce comunică cu canalul (fig. 3.30 și 3.31). Stăvilarul cu nivel aval constant se amplasează pe canalul de derivație (v. fig. 3.16, reper 6).



**Fig. 3.31.** Stăvilă automată pentru nivel aval constant – tip Neyrpic: 1 – vană; 2 – semiflotoare; 3 – puțuri; 4 – contragreutate; V – nivel constant.

– Stăvilarele automate cu nivel constant aval sunt indicate și pentru centrele de distribuție (prize), când pe canalul de alimentare (sau altă sursă de apă) se înregistrează variații mari de nivel, iar pe canalul de derivație se impune menținerea unui nivel constant (fig. 3.32).

Stăvilarul de evacuare servește la evacuarea fie a debitului total, fie a unei părți din el în caz de avarii, reparații etc. El poate fi amplasat izolat (stăvilă deschis sau deversor lateral) sau încadrat într-un nod hidrotehnic (tip tubular sau galerie).



**Fig. 3.32.** Stăvilă automată pentru menținerea nivelului constant în aval (pe canalul de derivație) într-un centru de priză cu nivel variabil: 1 – canal de alimentare (curs de apă) cu nivel foarte variabil; 2 – canal de derivație cu nivel constant; 3 – stăvilă batardou; 4 – stăvilă automată; 5 – apometru automat (cu debit constant).

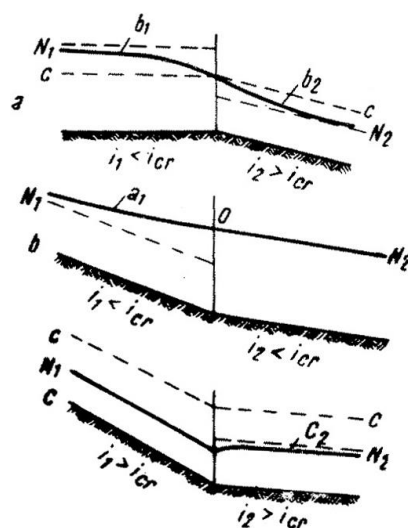
Stăvilarul de spălare servește la evacuarea aluviunilor depuse în fața stăvilarelor dintr-un nod hidrotehnic. Este necesar să funcționeze sub presiune (pot fi cu diafragmă sau tubulare).

### 3.4. CONSTRUCȚII PENTRU RACORDAREA BIEFURILOR ȘI TRAVERSAREA OBSTACOLELOR

#### 3.4.1. CONSTRUCȚII PENTRU RACORDAREA BIEFURILOR – CLASIFICARE ȘI CALCULUL HIDRAULIC

Pe canalele de irigații și desecări au loc deseori schimbări de pantă, în care caz racordarea biefurilor albiilor prismatice poate avea loc fără salt sau cu salt.

Racordarea fără salt în cazul schimbărilor de pantă apare atunci când se face trecerea de la o mișcare lentă la o mișcare rapidă (fig. 3.33 a) sau când mișcarea este lentă și în amonte și în aval (fig. 3.33 b) sau, în sfârșit, când mișcarea este rapidă în ambele biefuri (fig. 3.33 c).



**Fig. 3.33.** Racordări fără salt.



*Racordările cu salt* au loc numai când se face trecerea de la starea rapidă a curentului în bieful amonte, la starea lentă a curentului în bieful aval și le vom întâlni în construcțiile de racordare a biefurilor ce vor fi expuse mai departe: căderi cu o treaptă sau cu mai multe trepte, jilipuri și căderi în consolă.

a. *Căderile* sunt construcții de racordare, cu trecere bruscă a apei din bieful superior spre bieful inferior și care, în funcție de diferența de nivel dintre cele două biefuli, pot fi cu o singură treaptă sau cu mai multe trepte.

*Căderile cu o singură treaptă* (fig. 3.34) se execută când pe canalele de irigații sau desecare apar diferențe mici de nivel, de aproximativ 1,0-1,5 m. O astfel de cădere este alcătuită dintr-o parte de intrare, de forma unui deversor cu prag lat sau profil practic, și dintr-un bazin de disipare a energiei. În figura 3.34 se dă un exemplu de cădere trapezoidală cu o singură treaptă (cu dimensiuni, după M.M. Grișin, 1959).

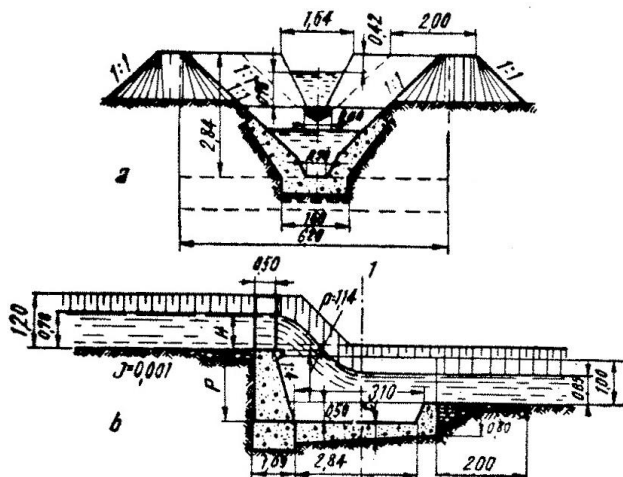


Fig. 3.34. Cădere cu o singură treaptă: a – secțiunea 1-1; b – secțiune longitudinală (exemplu).

*Calculul hidraulic al căderii cu o singură treaptă* constă în dimensionarea bazinului disipator și în calculul părții de intrare a treptei. Calculul bazinului disipator constă în determinarea adâncimii și lungimii lui, după cum s-a arătat în volumul anterior. Partea de intrare a treptei funcționează ca un deversor cu prag lat, la care înălțimea pragului poate fi deasupra fundului canalului ( $p > 0$ ) – figura 3.35, b, sau la același nivel ( $p = 0$ ) – fig. 3.35, a, sau mai rar, ca un deversor cu profil practic.

Calculul părții de intrare constă în determinarea fie a lățimii sale, fie a sarcinii  $H$ , prin relațiile cunoscute de la deversoare.

În cazul când partea de intrare este de forma unui deversor cu prag lat neîncat, se folosește relația:

$$H_0 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{2gm^2b^2}} \quad (3.16)$$

în care:

$$m = \phi K \sqrt{1-k};$$

$$K = 0,667-0,590$$

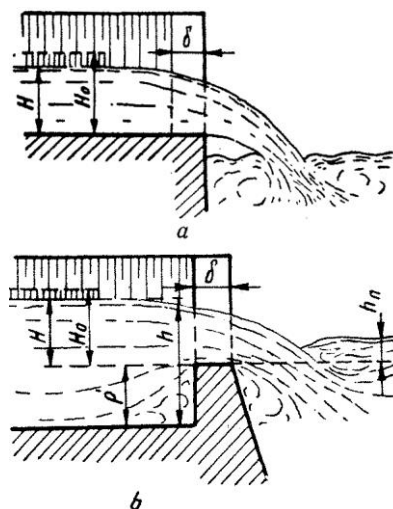


Fig. 3.35. Partea de intrare a căderii: a – cu pragul deversorului la același nivel cu fundul canalului; b – cu pragul deversorului deasupra fundului canalului.

La alegerea tipului de deversor trebuie să se aibă în vedere evitarea unei mișcări gradual variate ce poate conduce la aluvionare (remuu pozitiv) sau erodare (remuu negativ).

Aceste neajunsuri sunt evitate prin construirea unei căderi prevăzute cu un deversor cu fante (fig. 3.36).

Numărul deschiderilor se calculează cu formula empirică:

$$n = \frac{b}{(1,25 - 1,50)h_{\max}} \quad (3.17)$$

în care:

$b$  – este lățimea la fund a canalului;

$h_{\max}$  – adâncimea în regim uniform corespunzător debitului maxim.

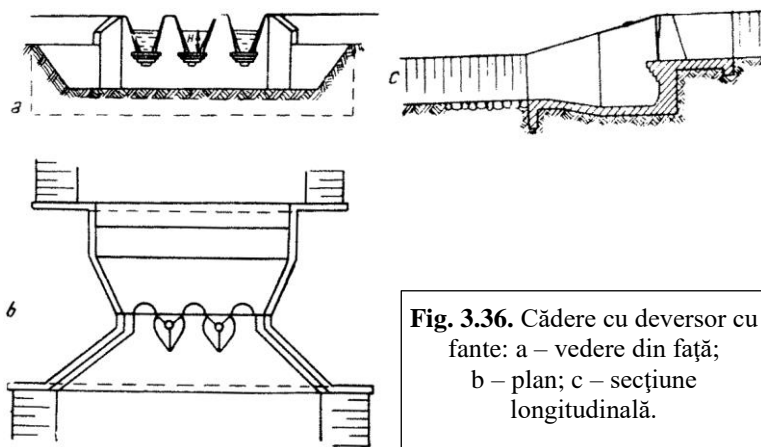


Fig. 3.36. Cădere cu deversor cu fante: a – vedere din față; b – plan; c – secțiune longitudinală.



Calculul deversorului constă în determinarea lățimii  $b$  și a coeficientului unghiular al taluzului  $m$ , din relațiile debitelor  $Q_1$  și  $Q_2$ ; ( $Q_1 < Q_{\max}$  și  $Q_2 > Q_{\min}$ ).

$$Q_1 = M(b + 0,8mH_1)H_1^{\frac{3}{2}} \quad (3.18)$$

$$Q_2 = M(b + 0,8mH_2)H_2^{\frac{3}{2}} \quad (3.19)$$

Debitele  $Q_1$  și  $Q_2$  se iau pentru următoarele niveluri de apă în canal:

$$h_1 = h_{\max} - 0,25(h_{\max} - h_{\min}) \quad (3.20)$$

$$h_2 = h_{\min} + 0,25(h_{\max} - h_{\min}) \quad (3.21)$$

Pentru ca mișcarea să fie uniformă trebuie ca  $h_1 = H_1$  și  $h_2 = H_2$ .

*Căderile cu mai multe trepte* (disipatori în cascadă) – figura 3.37 și 3.38 – se construiesc în cazul unei înălțimi mari de cădere, când o simplă treaptă de cădere ar fi dezavantajoasă din punct de vedere tehnico-economic.

Disiparea energiei cinetice a apei se realizează prin pragurile din capătul aval al fiecărei trepte, cu ajutorul cărora se obțin bazinele de disipare.

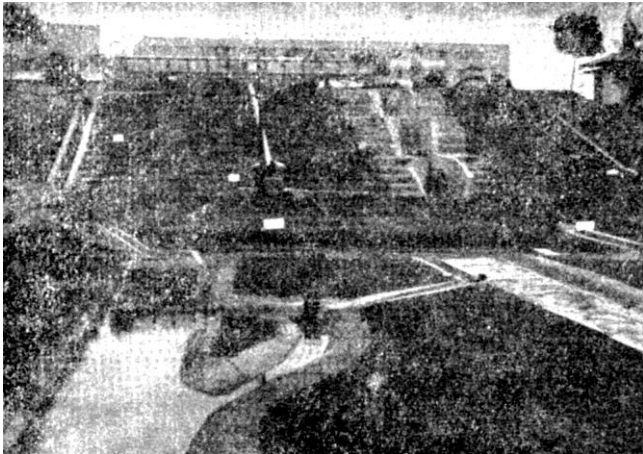


Fig. 3.37. Cădere cu trei trepte (Laboratorul de Hidroameliorații – Institutul Politehnic – Iași).

În practică se mai întâlnește tipul de *cădere cu trepte multiple, cu grinzi* (fig. 3.39), la care energia este parțial amortizată de un perete transversal situat în spatele deversorului.

Treptele se calculează pentru viteza maximă admisibilă a apei, în funcție de natura materialului de construcție al căderii. În cazul căderilor cu grinzi

transversale, debitul se repartizează după cum se vede în figura 3.40.

Lungimea bazinului de amortizare se calculează pentru debitul ce trece pe sub grinda transversală, respectiv  $2/3$  din debitul maxim.

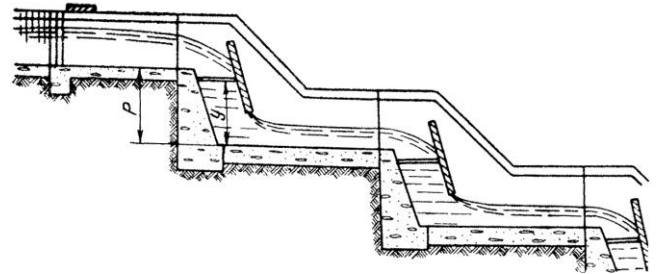


Fig. 3.39. Cădere cu grinzi



Fig. 3.40. Cădere cu grindă transversală în curent.

Calculul hidraulic al căderilor cu mai multe trepte constă în determinarea înălțimilor de cădere ale treptelor și a lungimilor lor, precum și în dimensionarea bazinului de pe ultima treaptă. Înălțimea de cădere pentru fiecare treaptă  $p$  se determină prin împărțirea înălțimii totale de cădere  $P$  la numărul de trepte  $n$ . Ca și în cazul unei singure trepte de cădere, proiectantul trebuie să determine lungimea și adâncimea bazinului disipator, care în cazul unor trepte egale se va calcula pentru prima, a doua și ultima treaptă.

Înălțimile și lungimile treptelor se iau, de obicei, egale între ele, pentru ca scurgerea apei să aibă loc în condiții analoge. Din punct de vedere hidraulic, se recomandă ca înălțimea unei trepte să se ia astfel ca  $\frac{H_2}{H_1} > 2$ , valorile cele mai indicate fiind 5-6. În cazul neîndeplinirii acestei condiții, mișcarea variată a apei nu are loc sub formă de salt, ci sub forma unui șir de valuri, insuficient studiate.

b. *Canalele cu scurgere rapidă (jilipuri)* – figura 3.41, figura 3.42 sunt construcții ce permit racordarea continuă a biefului amonte cu bieful aval. Ele pot fi cu secțiune constantă sau variabilă și pot avea rugozitatea obișnuită sau o macrorugozitate artificială.

Panta fundului canalului cu scurgere rapidă se stabilește astfel încât să fie mai mare decât panta critică. Racordarea

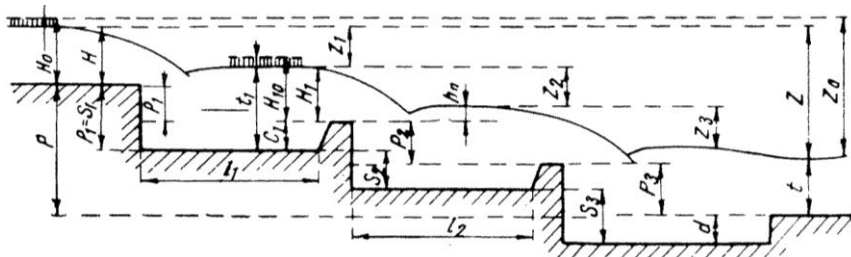


Fig. 13.38. Cădere cu mai multe trepte.

jilipului cu canalul în aval trebuie făcută cu atenție, deoarece de la o viteză mare a apei pe pantă, 6-8 m/s, se trece în aval la o viteză de 0,6-1,0 m/s. Pentru a asigura o intrare uniformă a scurgerii în canal, racordarea se face fie sub forma unei pâlnii alungite, fie sub forma unei pâlnii scurte cu bazin de disipare (v. fig. 3.41). Datorită captării aerului, apa are adâncime mai mare, fapt pentru care pereții jilipului se execută cu o rezervă de înălțime:  $H = h \cdot c_a$ , unde  $c_a$  este coeficient de aerație (tab. 13.1).

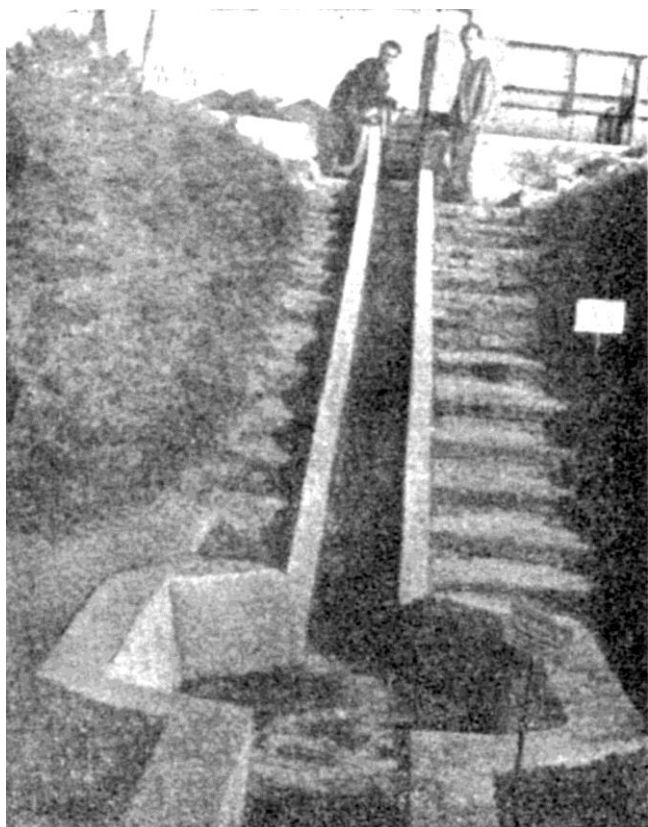


Fig. 3.41. Canal cu scurgere rapidă (Laboratorul de Hidroameliorații – Institutul politehnic-Iași).

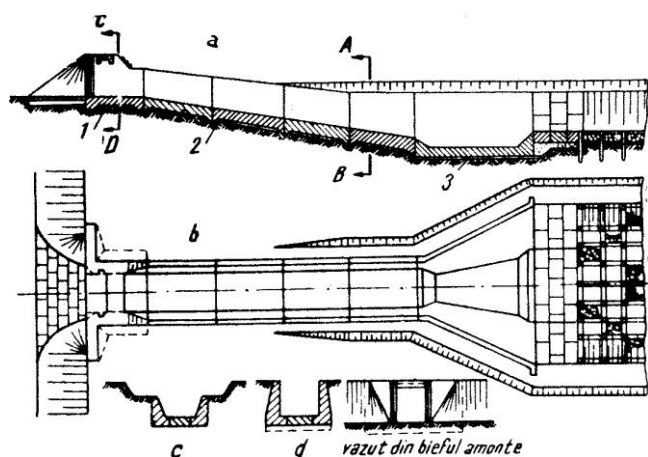


Fig. 3.42. Canal cu scurgere rapidă (jilip): a – secțiune prin axă; b – plan; c – secțiunea A-B; d – secțiunea C-D; 1 – partea de intrare a jilipului; 2 – canalul propriu-zis 3 – partea de ieșire a jilipului.

Tabelul 3.1. Valoarea coeficientului de aerație  $c_a$

Adâncimea (în m)	Viteza $v$ (în m/s)		
	5	10	15
0,25	1,10	1,30	1,60
0,40	1,05	1,15	1,35
0,60	–	5,05	1,20

În situațiile în care traseul jilipului trebuie să treacă peste obstacole, pentru evitarea lucrărilor mari de terasamente, apare mai avantajoasă executarea jilipului curb cu  $R_{\min} = 10b$ .

Calculul hidraulic al jilipului constă în determinarea dimensiunilor părților sale componente (1, 2, 3). Partea de intrare 1 funcționează ca un devorsor cu prag lat, dimensionarea făcându-se cu formulele cunoscute; în cazul când jilipul pleacă de la o derivație, partea de intrare este o stavilă de fund, calculul făcându-se cu relația (fig. 3.43):

$$Q = m \varepsilon ab \sqrt{2gH_1} \quad (3.22)$$

$$H_1 = H - \frac{a}{2}$$

$$\varepsilon = f - \left( \frac{a}{H} \right)$$

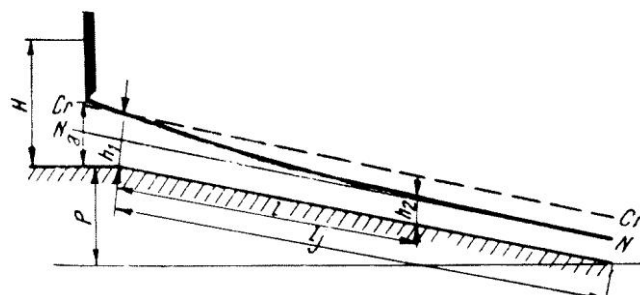


Fig. 3.43. Elementele de calcul ale jilipului.

În calculul hidraulic al canalului propriu-zis 2 interesează:

– determinarea pantei, care trebuie să fie mai mare decât panta critică

$$I_{cr} = \left( \frac{Q}{K_{cr}} \right)^2$$

în care:

$$K_{cr} = \omega_{cr} C_{cr} \sqrt{R_{cr}}$$

Lungimea canalului pentru căderea  $P$  și panta  $I$  va fi:

$$l_j = \sqrt{P^2 + \left( \frac{P}{I} \right)^2} \quad (3.23)$$

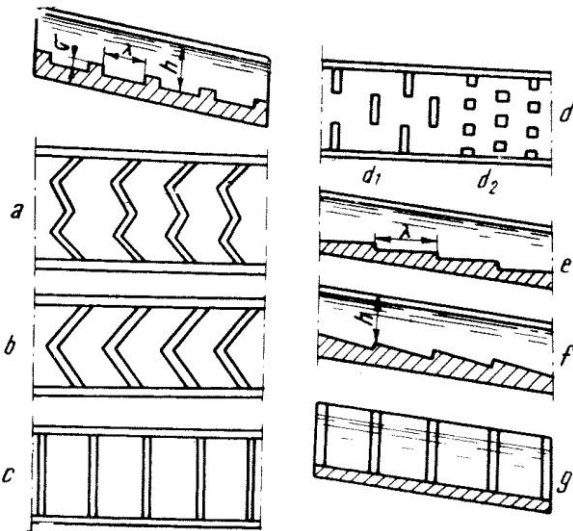
– Pentru a determina viteza în aval este necesar calculul curbei de coborâre de tip  $b_{II}$ , care se poate face cu ajutorul relației:

$$\frac{I \cdot l}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - J_{med}) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \quad (3.24)$$

Se verifică dacă viteza pe jilip este mai mică decât cea admisibilă pentru materialul de construcție folosit. În caz contrar, se intervine cu macrorugozitate artificială pentru micșorarea vitezei.

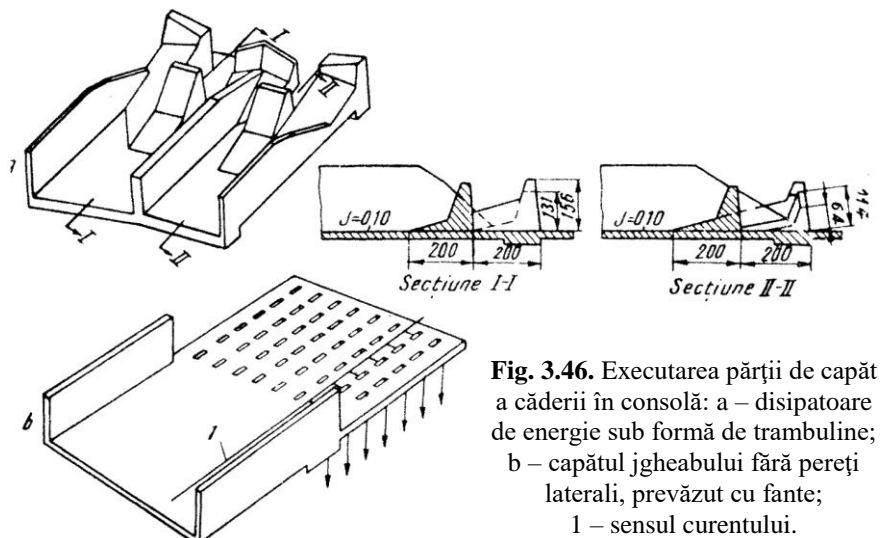
Partea de ieșire a instalației de curent rapid se dimensionează ca un disipator de energie obișnuit.

Există diferite formule empirice pentru principalele tipuri de rugozitate, care dau valoarea lui  $K = \frac{1}{C}$  în funcție de parametrii  $\alpha = \frac{h}{\sigma}$  și  $\beta = \frac{b}{h}$ ,  $b$  și  $h$  fiind lățimea jilipului (de secțiune dreptunghiulară) și adâncimea apei deasupra obstacolului, iar  $\sigma =$  înălțimea obstacolului. Tipurile de rugozitate studiate și formulele de calcul ale lui  $K$  se dau mai jos (fig. 3.44).



**Fig. 3.44.** Tipuri de rugozități artificiale: a – zigzag dublu; b – zigzag simplu; c – grinzi așezate normal; d – grinzi așezate în șah ( $d_1$ ) și pavele așezate în șah ( $d_2$ ); e – trepte în sensul curentului; f – trepte contra curentului; g – nervuri verticale pe pereți laterali.

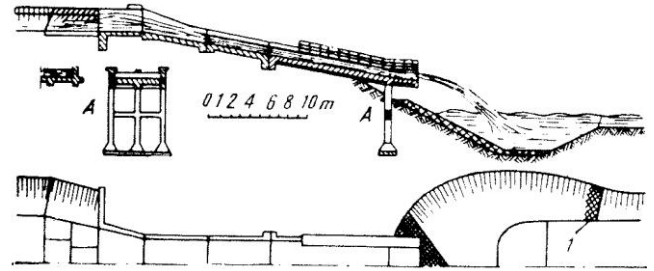
- zigzag dublu (a)  
 $1000K = 116,1 - 6,1\alpha - 1,2\beta$
- zigzag simplu (b)  
 $1000K = 85,8 - 3,9\alpha - 0,8\beta$
- grinzi așezate normal (c)  
 $1000K = 47,5 - 1,2\alpha + 0,1\beta$
- grinzi așezate în șah ( $d_1$ )  
 $1000K = 54,2 - 2,1\alpha + 0,33\beta$
- pavele în șah ( $d_2$ )  
 $1000K = 52,0 - 5,1\alpha + 0,8\beta$
- trepte în sensul curentului (e)  
 $1000K = 21,0 + 10\sqrt{\beta} - 0,67\alpha$
- trepte contra curentului (f)  
 $1000K = 36,0 + 10\sqrt{\beta} - 1,33\alpha$



**Fig. 3.46.** Executarea părții de capăt a căderii în consolă: a – disipatoare de energie sub formă de trambuline; b – capătul jgheabului fără pereți laterali, prevăzut cu fante; 1 – sensul curentului.

Distanța  $\lambda$  dintre obstacole (rugozități) se poate lua cu aproximație de opt ori înălțimea  $\sigma$  a obstacolului:  $\lambda \approx 8\sigma$ .

c. *Căderile în consolă* (fig. 3.45) constau în executarea unei porțiuni de jgheab în consolă la extremitatea canalului de evacuare; ele servesc pentru descărcarea apei din canalele de evacuare în depresiuni naturale (râuri, lacuri) și se folosesc în cazul căderilor concentrate, fiind economice prin faptul că elimină peretele de cădere și radierul disipator din bieful aval.



**Fig. 3.45.** Cădere în consolă: 1 – consolidare.

Pâlnia de erodare (formată de vâna de apă ce cade de pe jgheab) se poate reduce prin împrăștierea curentului cu trambuline sau prin micșorarea debitelor specifice ale canalului, această micșorare realizându-se prin executarea părții de capăt a consolei fără pereți laterali și prevederea ei cu fante, ale căror dimensiuni cresc spre marginea jgheabului (fig. 3.46).

Căderile în consolă pot avea panta continuă sau discontinuă (când se evacuează un debit constant).

Calculul hidraulic al căderilor în consolă este asemănător cu cel al jilipului, cu deosebirea că secțiunea jgheabului nu trebuie să fie optimă din punct de vedere hidraulic, deoarece s-ar produce mărirea pâlniei de eroziune. Căderile în consolă se calculează la debitul maxim al canalului; pot fi însă mai periculoase debitele mai mici, care pot duce la spălarea reazemului, deoarece formează pâlnia de eroziune mai aproape de

acestea. În calculul căderilor în consolă intră dimensionarea pâlniei de eroziune, pentru care, însă, metodele de calcul sunt aproximative (fig. 3.47).

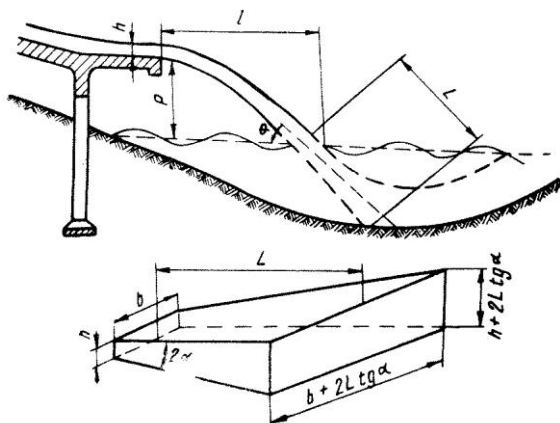


Fig. 3.47. Schemă pentru calculul hidraulic al căderii în consolă.

Lungimea de bătaie a vinei de apă (în cazul când capătul consolei este orizontal) se determină cu relația:

$$l = 0,45\varphi v \sqrt{P+h} \quad (13.25)$$

în care:

$\varphi$  este coeficient de viteză (0,85-0,97).

În cazul când consola are o înclinare  $\beta$  (în sus + sau în jos -), lungimea de bătaie este:

$$l = \varphi \frac{\pm v^2 \sin \beta \cos \beta + v \cos \beta \sqrt{v^2 \sin^2 \beta + 2g(P+h)}}{g} \quad (3.26)$$

În pâlnie apa are o viteză de intrare:

$$v_0 = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \quad (3.27)$$

în care:

$$v_x = \varphi v \text{ și } v_y = \varphi \sqrt{2g(P+h)}$$

Unghiul sub care se produce scurgerea se determină din relația:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\sqrt{2g(P+h)}}{v} \quad (3.28)$$

Lungimea de împrăștiere a curentului este:

$$L = 1,4q \log \frac{v_0}{a \cdot v_{adm}} \quad (3.29)$$

în care:

$a = 0,5-0,7$  este coeficient de reducere a vitezei admisibile cu scurgere turbionară în aval de cădere.

$$v_{adm} = \frac{Q}{a(b + 2Ltg\alpha)(h + 2Ltg\alpha)} \quad (3.30)$$

Pentru cazul în care  $\theta \leq 10^\circ$ , adâncimea maximă a apei în pâlnie este:  $t = h + 2Ltg\alpha$ , iar pentru  $\theta > 10^\circ$ ,  $t = L \sin \theta$ .

Determinarea adâncimii maxime a apei în pâlnie se mai poate face cu relația:

$$t = AK \sqrt{q \sqrt{P + \frac{v^2}{2g}}} \quad (3.31)$$

în care:

$A$  este coeficient de aerație (0,60-1,00);

$K$  – coeficient de eroziune (1,4-4,5).

### 3.4.2. CONSTRUCȚII DE TRAVERSARE A OBSTACOLELOR

În practica hidroameliorativă apar situații în care apa trebuie condusă peste diferite obstacole naturale sau artificiale, ca: văi, privaluri, canale, drumuri etc., ceea ce se realizează prin construcții de traversare: poduri<sup>1</sup> și podețe, sifoane, apeducte, conducte de trecere pe sub ramblee, tunele<sup>2</sup>.

*Podețele* se execută la locurile de intersecție dintre canale cu căile de comunicație și au deschideri mai mici de 5 m. Podețele, ca și podurile, prezintă cele două părți: suprastructura alcătuită din elementele de rezistență și partea carosabilă și infrastructura – partea ce susține suprastructura (culei, aripi, babe, contravântuiri).

Podețele se execută din lemn, beton simplu, beton armat și prefabricate și pot fi: de grinzi, tubulare, dalate și boltite.

*Podețele de grinzi (de lemn)*, deși sunt puțin durabile, se folosesc pentru faptul că sunt economice și se execută ușor; au deschiderea de maxim 2,5 m și rezistă la sarcini sub 8 tone (fig. 3.48).

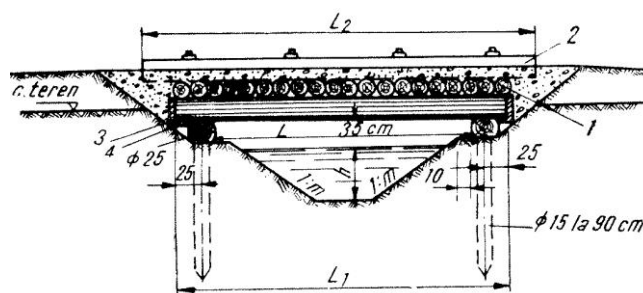


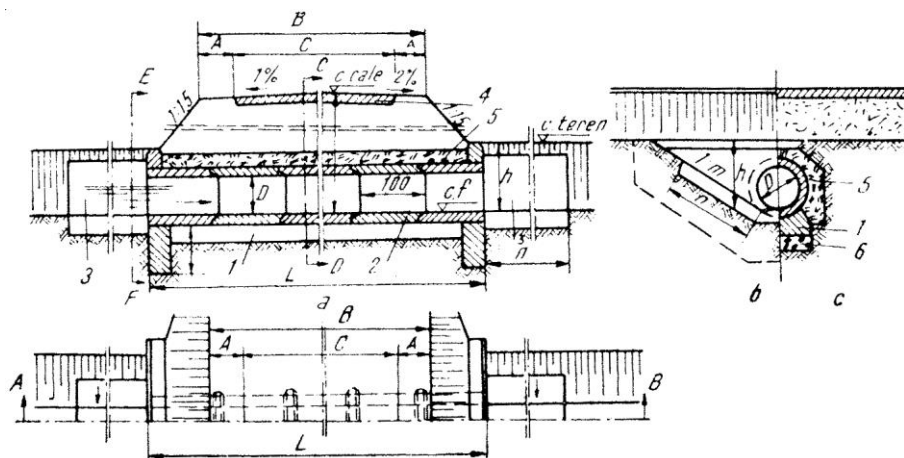
Fig. 3.48. Secțiune longitudinală printr-un podeț de lemn cu  $L = 100-250$  cm: 1 – podină de rezistență; 2 – apără-roată  $\varnothing = 20$  cm; 3 – urși; 4 – căptușeli din scânduri de brad  $5,8 \times 15$  cm sau din lemn semirotund  $\varnothing = 15$  cm.

*Podețele tubulare, dalate și boltite* se execută din zidărie, beton simplu, beton armat sau prefabricate; fiind mai durabile decât cele de lemn, se folosesc în cazul lucrărilor mai mari, unde vor funcționa un timp mai îndelungat.

*Podețele tubulare* (fig. 3.49) sunt frecvent întâlnite în lucrările de hidroameliorații, cu atât mai mult cu cât în construcția lor se folosesc tot mai mult elementele prefabricate.

<sup>1</sup> Sunt tratate în lucrările de specialitate (Poduri) și v. cap. 2.

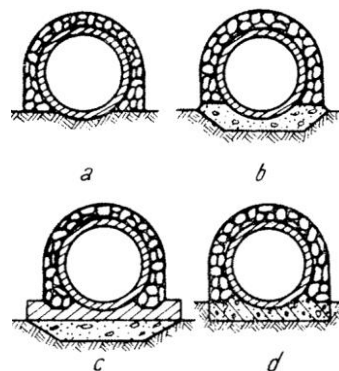
<sup>2</sup> V. capitolul 2.



**Fig. 3.49.** Schema tip – podeț tubular din beton simplu  $D = 30-60$  cm: a – secțiunea longitudinală A-B; b – elevație – secțiunea E-F; c – secțiunea C-D; d – vedere în plan; 1 – fundație podeț; 2 – tub din beton; 3 – consolidare canal; 4 – îmbrăcăminte adecvată drumului; 5 – argilă bine bătută 15 cm; 6 – pământ amestecat și compactat, piatră spartă în proporție de 30%.

Tuburile pot fi așezate (fig. 3.50): direct pe pământ atunci când terenul este format din pietrișuri a, pe un pat de pietriș b, pe un radier din beton cu rigole, așezat pe un amestec din 1/3 piatră spartă și 2/3 pământ frământat c, pe un beton de egalizare d.

Pentru anumite diametre s-au stabilit aproximativ debitele transportate de podețele de beton simplu: pentru  $D = 0,30$  m  $\rightarrow 0,050$  m<sup>3</sup>/s;  $D = 0,40$  m  $\rightarrow 0,100$  m<sup>3</sup>/s;  $D = 0,50$  m  $\rightarrow 0,150$  m<sup>3</sup>/s.

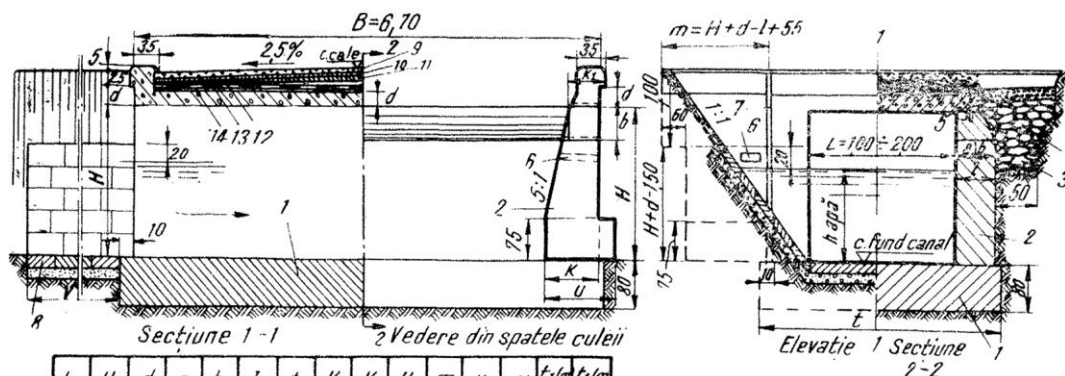


**Fig. 3.50.** Fundații la podețele tubulare.

Podețele de beton armat, care au diametre mai mari  $D = 0,80-1,50$  m, pot transporta un debit de 0,500-1,500 m<sup>3</sup>/s.

*Podețele dalate* (fig. 3.51) se folosesc pentru deschideri de maxim 1-2 m. Debitul transportat este de 0,750-2,00 m<sup>3</sup>/s. Podețele dalate au o fundație de beton simplu sau beton armat; când terenul este slab se prevăd piloți.

*Podețele boltite* (fig. 3.52) se folosesc pentru deschideri mai mari, însă prezintă împingeri laterale și încărcări verticale mari, din care cauză sunt necesare fundații puternice. Pentru deschideri mai mici, forma de boltă este arc de cerc.

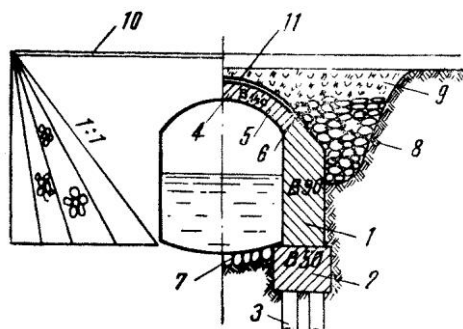


**Fig. 3.51.** Schemă tip – podeț dalat din beton cu  $L = 100-200$  cm:

- 1 – beton cicloplan B-50 sau zidărie din piatră;
- 2 – beton de elevație B-90 sau zidărie din piatră;
- 3 – rigolă; 4 – dren;
- 5 – șipcă bituminată;
- 6 – barbacană 10x15 cm;
- 7 – rost 2 cm;
- 8 – consolidare cu pereu din dale de beton de 15 cm așezate pe un strat drenant de pietriș de 10 cm; 9 – piatră spartă 8 cm;
- 10 – balast, 6 cm;
- 11 – beton B-50, 2-7 cm;
- 12 – mortar de egalizare cu dozaj 1:3, 2-4 cm;
- 13 – 1 cm șapă asfaltică din două straturi carton asfaltat și 3 straturi bitum;
- 14 – 2 cm mortar dozaj 270 km ciment/m<sup>3</sup> nisip.

L	H	d	a	b	l	t	K <sub>1</sub>	K	U	m	v	w	t <sub>1</sub> /m	t <sub>2</sub> /m	t <sub>3</sub> /m
(m)	(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1,00	100	20	25	25	50	220	50	55	80	125	200	300			
	200	20	25	45	70	260	60	85	120	205	200	300			
1,20	100	20	25	25	50	240	50	55	80	125	200	300			
	200	20	25	45	70	280	60	85	120	205	200	300			
1,40	100	24	30	30	60	280	50	55	80	119	250	350			
	200	24	30	30	70	300	60	85	120	209	250	350			
1,60	100	24	30	30	60	300	50	55	80	119	250	350			
	200	24	30	30	70	320	60	85	120	209	250	350			
1,80	100	26	30	30	60	320	50	55	80	121	300	400	0,90	0,80	
	200	26	30	40	70	340	60	85	120	211	300	400	1,20	1,00	
2,00	100	26	30	30	60	340	50	55	80	121	300	400	0,90	0,80	
	200	26	30	40	70	360	60	85	120	211	300	400	1,20	1,00	

$L$  = lumina podețului  
 $H$  = înălțimea elevației culeii  
 $d$  = grosimea dalei  
 $a$  = lungimea reazimului dalei  
 $b$  = tesirea din spate a elev. culeii  
 $l$  = grosimea elevației culeii  
 $t$  = lățimea radierului  
 $K_1$  = grosimea zidului întors la coronament  
 $K$  = grosimea elevației zidului întors la bază  
 $U$  = lățimea fundului zidului întors  
 $m$  = lățimea zidurilor întoarse  
 $v$  = lungimea consolidării amonte  
 $w$  = lungimea consolidării aval  
 $h_{ap}$  = adâncimea apei în canal  
 $C.C$  = cota căii în dx  
 $C.F$  = cota fund canal  
 $H = C.C - (C.F + d + 0,25)$   
 $H_{min} = h_{ap} + 0,20$  și se rotunjește din 25 în 25 cm



**Fig. 3.52.** Podet boltit – elevație și secțiune: 1 – culee; 2 – fundație; 3 – piloți; 4 – cheie; 5 – boltă; 6 – nașterea boltii; 7 – pereu; 8 – dren; 9 – umplutură; 10 – coronament; 11 – șapă de ciment sau asfalt.

Se mai pot construi *podete mixte*, care reprezintă o combinație dintre tipurile descrise mai sus.

Din punct de vedere hidraulic, mișcarea apei pe sub podet se poate produce (fig. 3.53 a, b, c) cu *scurgere liberă* a sau cu *scurgere sub presiune* (cu secțiunea plină-forțată – b, sau parțial umplută – semiforțată c).

Calculul hidraulic, al podetelor mici și al podetelor tubulare cu scurgere liberă, se face pe baza teoriei deversorilor cu prag lat. În cazul podetelor cu scurgere sub presiune (forțate), scurgerea are loc ca prin ajutaje, iar la podete parțial umplute (semiforțate), scurgerea are loc ca prin orificii.

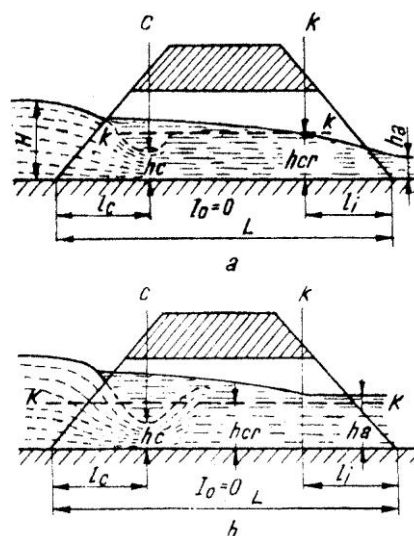
La calculul hidraulic al podetelor tubulare apar cazurile: I – panta longitudinală egală cu zero ( $I_0 = 0$ ) și II – mai mare sau egală cu panta critică ( $I_0 \geq I_{cr}$ ).

În funcție de raportul ce există între  $h_a$  (adâncimea apei din aval) și  $h_{cr}$  (adâncimea critică), podetele se pot calcula fie ca deversori cu prag lat cu scurgere liberă, fie ca deversori cu prag lat înecat.

Pentru  $I_0 = 0$  și  $h_{cr} \geq h_a$  și pentru  $I_0 \geq I_{cr}$  și  $h_a \leq (1,2 - 1,4)h_{cr} + I_0(L - l_c)$ , podetele funcționează ca deversori cu prag lat cu scurgere liberă (fig. 3.54, a); pentru  $I_0 = 0$  și  $h_{cr} < h_a$  și pentru  $I_0 \geq I_{cr}$  și  $h_a \geq (1,2 - 1,4)h_{cr} + I_0(L - l_c)$ , podetele funcționează ca deversori cu prag lat înecat (fig. 3.54, b).

La determinarea relațiilor de calcul pentru podete de secțiune dreptunghiulară cu scurgere liberă se pleacă de la relația generală:  $Q = \omega_c \cdot v$ , în care  $\omega_c$  este

secțiunea contractată și  $v$  – viteza medie.



**Fig. 3.54.** Calculul hidraulic al podetelor tubulare.

Pentru deversorul neîneecat,  $\omega_c = \varepsilon \cdot b \cdot h$ , în care

$$h = h_{cr} = \frac{\alpha v^2}{g} \text{ și deci se obține:}$$

$$Q = \frac{\varepsilon \alpha b v^3}{g} \quad (3.32)$$

Condiția de neîneecare este  $h_a \leq (1,2 - 1,25)h_{cr}$ .

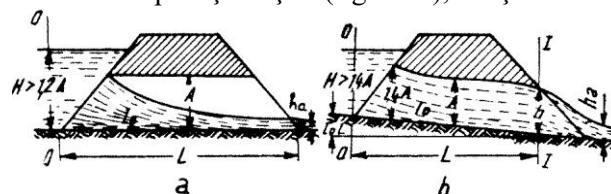
Pentru deversorul înecat  $h_a > (1,2 - 1,25)h_{cr}$ , în relația generală  $h = h_{cr}$ ; relația de calcul este:

$$Q = \varepsilon \cdot b \cdot h \cdot v \quad (3.33)$$

Relația de calcul a podetelor tubulare semiforțate este >

$$Q = m \omega \sqrt{2g(H - \varepsilon A)} \quad (3.34)$$

Pentru podete forțate (fig. 3.55), relația este:



**Fig. 3.55.** Elemente de calcul hidraulic al podetelor cu scurgere sub presiune: a – pentru scurgere semiforțată; b – pentru scurgere forțată.

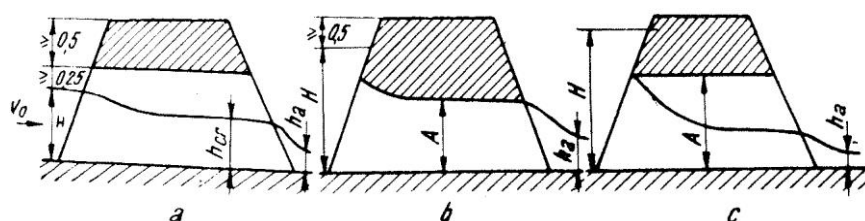
$$Q = m \omega \sqrt{2g(H + I_0 L - h)} \quad (3.35)$$

în care:

$h$  este adâncimea din secțiunea contractată;

$\varepsilon$  – coeficient de contracție.

Sifoanele sunt construcții ce servesc pentru trecerea apei peste diferite obstacole și funcționează pe



**Fig. 3.53.** Mișcarea apei pe sub podete: a – podet cu scurgere liberă; b – podet cu scurgere forțată; c – podet cu scurgere semi-forțată.



principiul sifonării. Totuși, se înțelege sub denumirea de sifoane și acele construcții care funcționează pe principiul vaselor comunicante și permit trecerea apei unui canal pe sub diferite obstacole (dükere).

Cele mai des întâlnite în practică sunt dükerele, care se folosesc pentru trecerea unui canal pe sub un canal, pe sub un drum sau depresiuni (fig. 3.56).



Fig. 3.56. Trecerea unui canal de irigație pe sub o depresiune prin düker (China)

Părțile componente ale unui astfel de sifon sunt: gura de intrare (prevăzută cu un grătar), gura de ieșire, două puțuri verticale sau înclinate și o conductă de legături (fig. 3.57).

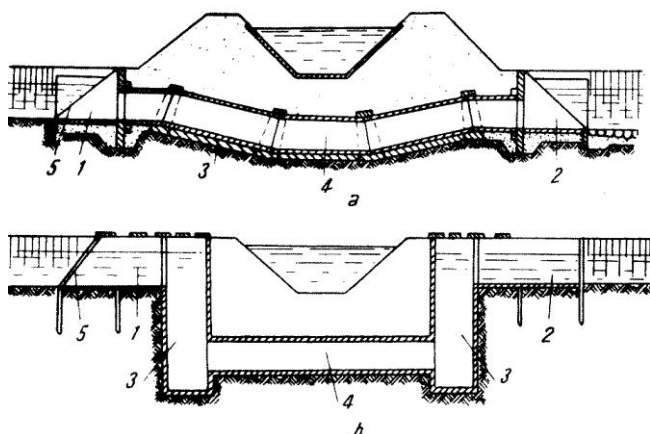


Fig. 3.57. Sifon coborât (düker): a – cu puțuri oblice; b – cu puțuri verticale: 1 – gură de intrare; 2 – gură de ieșire; 3 – puțuri; 4 – conductă de legătură; 5 – grătar.

Pentru trecerea apei unui canal peste un rambleu, se folosesc sifoanele propriu-zise (ridicătoare); ele se întâlnesc mai rar, deoarece prezintă dezavantajul că trebuie amorstate. Pentru debite mari se recomandă folosirea dükerele compuse din mai multe linii de conducte – figura 3.58, pentru ca în caz de control sau reparații, trecerea apei să nu fie întreruptă complet.

Sifoanele se execută din lemn, beton, beton armat, prefabricate, din beton precomprimat, metal.

Calculul hidraulic al sifonului ridicător constă în determinarea vitezei de scurgere, a înălțimii  $z$  de ridicare a apei în sifon și a secțiunii.

Sifonul se calculează ca o conductă scurtă:

$$Q = \varphi \cdot \omega \sqrt{2gz}$$

Dükerele se calculează cu aceeași relație.

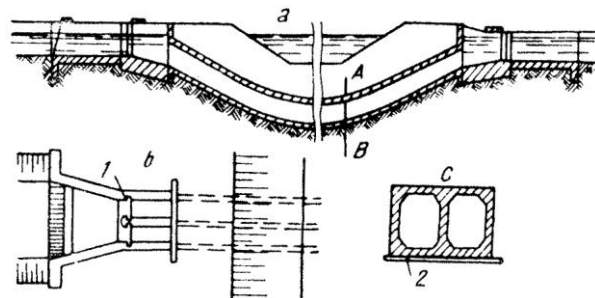


Fig. 3.58. Dükere de beton armat (cu conductă dublă), din conducte cu secțiune dreptunghiulară, pentru subtraversarea unui curs de apă amenajat: a – secțiune longitudinală; b – plan; c – secțiunea A-B; 1 – nișa batardoului; 2 – beton.

Diferența de nivel dintre amonte și aval se determină cu relația:

$$z = \left( \zeta_i + \zeta_e + \zeta_c + \lambda \frac{l}{d} \right) \frac{v^2}{2g} + \zeta_{gr} \frac{v_0^2}{2g} \quad (3.36)$$

în care:

$\lambda$ ,  $\zeta_i$ ,  $\zeta_e$ ,  $\zeta_c$ ,  $\zeta_{gr}$  sunt coeficienți de rezistență la intrare, ieșire, coturi, grătar și la frecare în lungul conductei;

$v$  – viteza de scurgere în conducte;

$v_0$  – viteza de acces a apei în fața grătarului.

**Apeducte.** Se știe că un apeduct reprezintă un canal suspendat cu scurgere liberă, construit din lemn, beton armat sau metal, folosit pentru trecerea peste depresiuni, râuri, drumuri sau canale situate la niveluri mai joase figura 3.59; asemenea situații de traversare a obstacolelor se întâlnesc adeseori pe traseul canalelor de irigații.

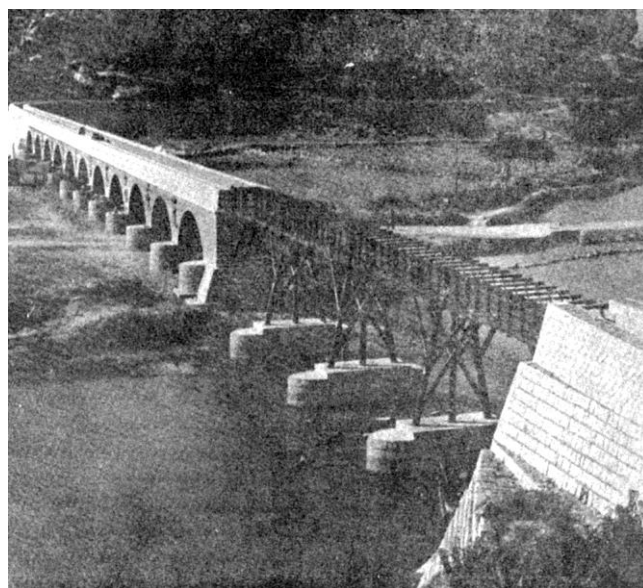


Fig. 3.59. Vedere generală a unui apeduct din zidărie și lemn (China, 1963).

Apeductul este alcătuit dintr-un sistem de susținere și jgheabul de transport al apei, ce prezintă diverse secțiuni de scurgere (cele mai des întâlnite fiind de formă dreptunghiulară sau semicirculară).

În figura 3.60 se vede un apeduct metallic semicircular, ce trece peste o depresiune.

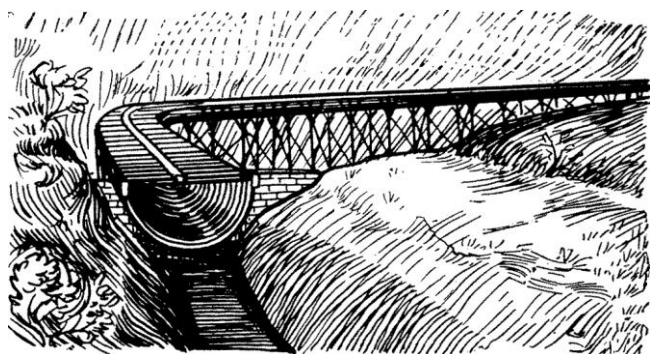


Fig. 3.60. Apeduct metallic semicircular, peste o depresiune.

La trecerea canalelor deasupra văilor înguste, dar cu maluri rezistente, apeductul se execută din beton armat sub formă de arc (fig. 3.61).

Când malurile sunt nestabile, jgheabul de transport al apei se așază suspendat, lucrând astfel ca un tirant (fig. 3.62).

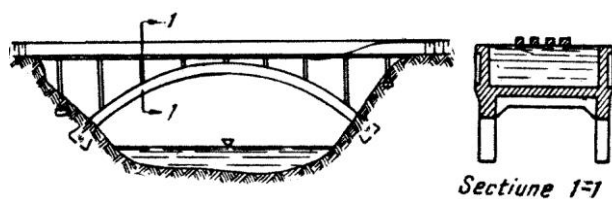


Fig. 3.61. Apeduct în arc.

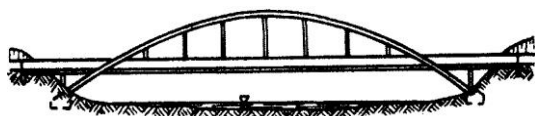


Fig. 3.62. Apeduct sprijinit pe arc cu tiranți.

În scopul reducerii infiltrațiilor, gurile de racordare ale apeductului cu terasamentele trebuie să aibă o lungime  $\delta = (3-5)h$ , în care  $h$  reprezintă adâncimea apei în apeduct (fig. 3.63).

La capătul acestora este necesar să se prevadă timpane, pineni sau pereți de palplanșe, iar pentru ca apa ce s-ar infiltra să nu micșoreze stabilitatea malului prin fenomenul de sufozie, trebuie să se prevadă drenaje. Jgheabul este prevăzut cu traverse (chingi) de rigidizare și pasarelă de acces.

Debitul apeductului se calculează cu relația:

$$Q = \varepsilon \cdot \varphi \cdot b \cdot h \sqrt{2gz_0} \quad (3.37)$$

în care:

$$z_0 = h - h_1 + \frac{v_0^2}{2g};$$

$h$  – adâncimea apei înainte de intrarea în jgheab;

$h_1$  – adâncimea apei în jgheab.

Viteza de scurgere a apei se ia de 1,0-2,0 m/s.

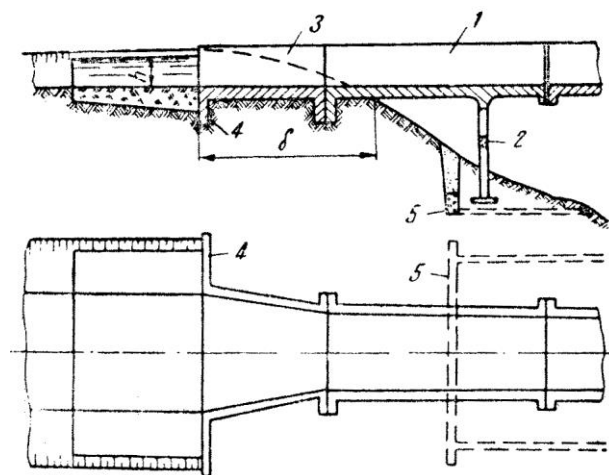


Fig. 13.63. Racordarea gurii apeductului cu terasamentul: 1 – jgheab; 2 – stâlpi de susținere; 3 – gură de racordare; 4 – pineni; 5 – drenaj.

Conductele de traversare servesc pentru trecerea unui canal de evacuare sau a unui talveg pe sub rambleul unui canal de irigație (fig. 3.64)

În conductele de traversare, apa se poate scurge fie liber, fie sub presiune. Pentru conductele ce nu depășesc limita conductelor scurte, calculul se face ca pentru podețe. În calculul hidraulic al conductelor lungi de traversare a rambleelor se ține seama de forma suprafeței libere (fig. 3.65).

Se determină adâncimea  $h_c$ ,  $H_0$  rezultând din relația:

$$Q = m\sigma_1 b \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (3.38)$$

în care:

$$\sigma_1 = f\left(\frac{h_c}{H_0}\right)$$

Conductele semiforțate se calculează cu relația:

$$Q = \mu_0 \omega \sqrt{2g(H_0 - \eta a)} \quad (3.39)$$

în care:

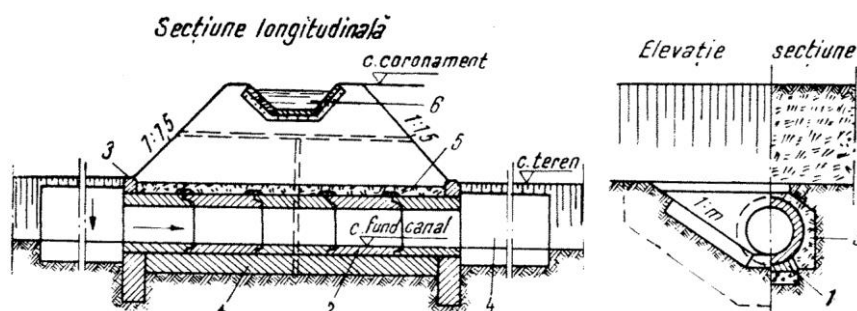


Fig. 3.64. Conductă de traversare scurtă pe sub un canal de irigație: 1 – fundație din beton; 2 – tub de beton; 3 – timpan pentru  $D = 0,30-0,60$  m; 4 – consolidare; 5 – argilă bine bătută 15 cm; 6 – canal de irigație.



$$\eta = \frac{h_d}{a};$$

$h_d$  – adâncimea apei în conductă determinată din condiția  $h_d > h_c$ .

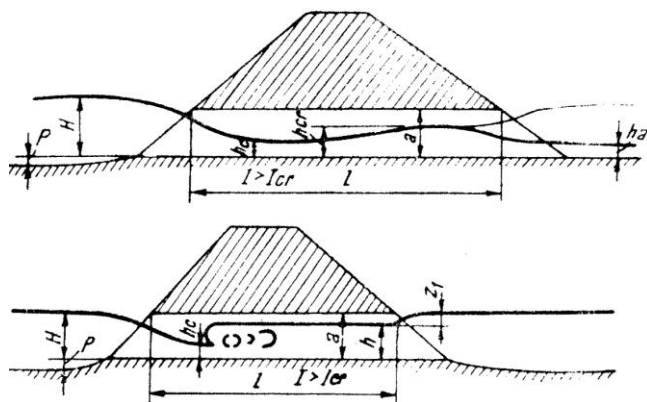


Fig. 3.65. Conducte de traversare lungi.

Relația de calcul a conductelor circulare este:

$$Q = \mu_0 \omega \sqrt{2g [H_0 - (0,708 - 2l)d]} \quad (3.40)$$

în care coeficienții  $\mu_0$  și  $\eta$  se iau din tabele.

În cazul conductelor sub presiune neîncăte se folosește relația de calcul:

$$Q = \mu_1 \omega_1 \sqrt{2g (H_0 + I \cdot l - \eta_1 a)} \quad (3.41)$$

în care:

$$\eta_1 = 0,85;$$

$\omega_1$  – suprafața secțiunii de scurgere;

$$\mu_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_i + \zeta_g + \zeta_{st} + \frac{2gl}{C^2 R}}} \quad (3.42)$$

unde:

$\zeta_i, \zeta_g, \zeta_{st}$  sunt coeficienți de rezistență la intrarea apei în conductă, la grătar și stăvilă;

$l$  – lungimea conductei.

# AMENAJAREA TERENULUI PENTRU OREZĂRII

Importanța acestei culturi – respectiv a amenajării orezăriilor – pe glob ca și în țara noastră – face ca această problemă să fie privită cu toată atenția și să constituie o preocupare de seamă pentru specialiștii hidroamelioratori (tabel 4.1, Anuarul O.N.U. 1954).

În România, suprafața ocupată de orez a fost de 5.575 ha în anul 1947, 20.862 ha în 1952, 18.743 ha în anul 1955.

**Tabelul 4.1.** Răspândirea culturii orezului pe glob

CONTINENTE	ha	q/ha	mii tone
Europa fără fosta U.R.S.S. și România	380.000	46,7	1.750
din care:			
Italia	175.000	53,0	934
Spania	68.000	57,7	393
America de Nord	1.360.000	23,0	3.120
din care:			
S.U.A.	862.000	27,7	2.386
Mexic	94.000	16,2	152
Panama	80.000	13,8	111
America de Sud	2.920.000	16,3	4.740
din care:			
Brazilia	2.383.000	14,5	3.448
Columbia	150.000	19,0	285
Argentina	63.000	33,9	212
Asia	91.800.000	17,1	156.600
din care:			
India	31.015.000	13,3	41.268
China fără Taiwan	19.400.000	17,9	48.300
Pakistan	9.928.000	14,0	13.946
Tailanda	5.981.000	13,0	8.239
Birmania	4.044.000	13,9	5.611
Africa	2.800.000	11,9	3.300
din care:			
Africa de vest franceză	790.000	7,0	550
Madagascar	979.000	14,7	1.020
Australia	30.000	33,6	100
Total mondial (fără fosta U.R.S.S. și România <sup>1)</sup> )	99.300.000	17,1	169.900

<sup>1)</sup> În anul 1953, în fosta U.R.S.S., orezul s-a cultivat pe 170.000 ha, iar în România pe circa 18.000 ha.

Începând cu anul 1963, cultura orezului s-a bucurat de o mare atenție, iar amenajările de orezării au ocupat un loc important în tehnica irigației.

Pentru prima dată s-a cultivat orezul la noi în țară în anul 1786, la Banloc, pe malul Râului Bârzava.

În perioada 1895-1900 orezul s-a cultivat pe Valea Jijiei. O extindere mai mare ia cultura orezului

după încercările reușite de la Vasilați (Budești – jud. Ilfov), fig. 4.1.

În legătură cu răspândirea orezului și tehnica amenajării orezăriilor la noi în țară trebuie să reținem eforturile depuse de primii noștri specialiști în această problemă – regretatul profesor de Culturi irigate ing. P. Munteanu și inginer N. Vasilescu.



**Fig. 4.1.** Terenuri favorabile orezului, în zona Vasilați pe râul Dâmbovița, aval de București.

## 4.1. CONSIDERAȚII ASUPRA CONDIȚIILOR DE VIAȚĂ ALE OREZULUI CARE DETERMINĂ TEHNICA AMENAJĂRII

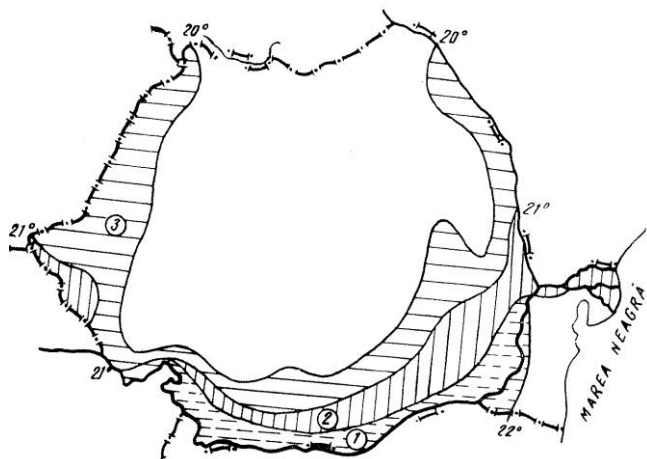
*Orezul* – graminee din regiunile subtropicale – necesită pentru a germina o temperatură medie de minimum 12°C și care nu trebuie să scadă sub 7°C și o constantă termică de 2.100-5.000°C.

În funcție de condițiile climatice, au fost delimitate în țara noastră trei zone pentru cultivarea orezului (fig. 4.2).

*Zona I*, foarte favorabilă, se întinde de-a lungul Dunării. Se caracterizează prin izoterma medie de vară de 22°, cu o altitudine de până la 100 m RMN.

*Zona a II-a*, favorabilă, se întinde pe o fâșie variabilă de lățime, situată la nordul zonei I, caracterizată prin izoterma medie de vară de 21°, cu o altitudine de până la 150 m RMN.

*Zona a III-a*, puțin favorabilă, se întinde în vestul țării, în partea de nord a Câmpiei Române, și se continuă și în estul Podișului Moldovenesc, ajungând la altitudini medii de circa 200 RMN.



**Fig. 4.2.** Schița zonelor de răspândire a orezului: 1 – zona I, foarte favorabilă; 2 – zona a II-a, favorabilă; 3 – zona a III-a, mai puțin favorabilă.

Orezul, prin conformația sa, având stomate largi și extrăgându-și hrana din soluții diluate, evaporă multă apă, care trebuie să i se asigure. Pentru aceasta (consumul mare de apă) este indicat a se dezvolta orezăriile în luncile râurilor cu debit suficient de apă (fluviul Dunărea, râul Siret, râul Argeș, râul Prut ș.a.).

Problema cultivării orezului are pentru țara noastră o importanță mare atât din punctul de vedere al alimentației cât și din acela al punerii în valoare maximă a sărăturilor și a luncilor. Întinse suprafețe din Câmpia de Vest (Câmpia Tisei) ocupate de sărături, numite de localnici „Sikiuri”, ar putea fi valorificate prin amenajarea de orezării însoțite de o desecare intensă.

Deși evaporă multă apă, orezul nu este o plantă lacustră, ci din contră, în timpul ciclului de vegetație are nevoie de câteva uscări de stimulare.

Aceste cerințe impuse de agro-fitotehnica orezului trebuie să constituie pentru proiectant două condiții: *posibilitatea de a evacua apa de pe teren la nevoie; posibilitatea de a inunda terenul când trebuie și într-un timp scurt* (apa având și rolul de termoregulator).

Această cerință trebuie să constituie pentru proiectant condiția *nivelării și aducerii la orizontală a suprafeței parcelei* de orez, precum și unele caracteristici în dimensionarea rețelei de canale și a instalațiilor, ce deosebesc tehnica amenajării orezăriilor de celelalte amenajări.

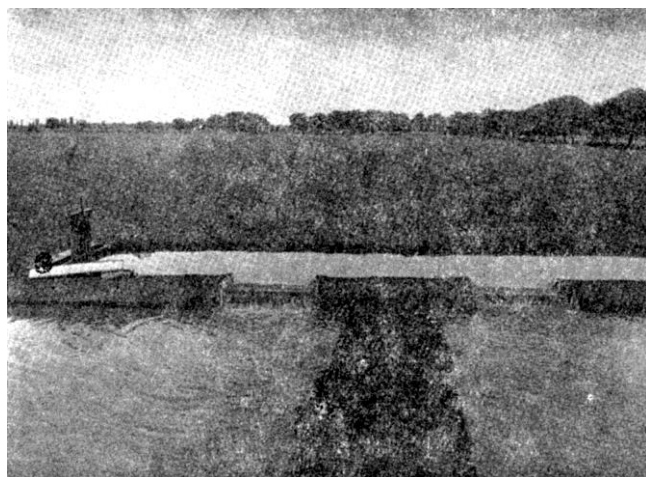
## 4.2. ELEMENTELE COMPONENTE ALE UNEI AMENAJĂRI

Amenajarea unei orezării constă în împărțirea suprafeței în parcele cu suprafețe de 2.000-20.000 m<sup>2</sup>, în funcție de relieful terenului. În funcție de mărimea parcelelor și modul de amenajare, orezăriile se pot grupa în: *rudimentare, semirudimentare și sistematice*.

*Amenajările sistematice* se execută pe bază de proiecte, în așa-numita „tarla de cultură” cu suprafețe de circa 20-45 ha, care permit mecanizarea muncilor și ușoara circulației a utilajelor.

Tarlaua de cultură se divide în parcele de 1,5-2 ha și chiar mai mari, cu digulețe ce permit traversarea de către utilajele agricole. Suprafața utilă este de 87-90% din suprafața totală amenajată.

Din nevoia de a menține apa într-un strat de grosime dată, rezultă necesitatea încadrării parcelelor cu digulețe din pământ (fig. 4.3). În Japonia, unde tehnica amenajării orezăriilor este foarte veche și unde lipsa de pământ este mare, digulețele se execută și din prefabricate din beton armat dublu T; aici, din suprafața totală arabilă de circa 6 milioane ha, circa 3 milioane ha se cultivă cu orez; suprafața parcelelor este mică (circa 25x50 m), la fel ca și în China – fig. 4.4.



**Fig. 4.3.** Orezăria Mărculești – inundarea parcelelor. Se văd: canalul de irigație, instalațiile simple de admisie a apei în parcele, parcelele în timpul inundării și digulețul de compartimentare.

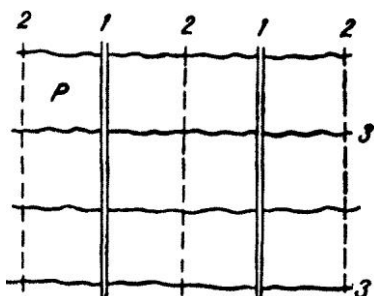


**Fig. 4.4.** Construirea canalului de alimentare al orezăriei. Se văd parcelele de orez (China, 1963).

Cerința de a introduce un strat de apă în parcele în grosime de până la 20-25 cm impune construirea în rambleu a canalelor ce alimentează parcelele, cu fundul

la un nivel superior oricăreia dintre parcelele pe care le deservește. Nevoia de a evacua apa din parcele impune construirea canalelor de evacuare în debleu, cu fundul la o cotă inferioară oricărei parcele pe care o deservește.

Parcelele se grupează în șiruri de câte 6-9 parcele despărțite prin digulețe și canale (fig. 4.5).



**Fig. 4.5.** Parcelarea terenului: 1 – canal de irigare (canal de repartiție); 2 – canal de evacuare a apei din parcele; 3 – diguleț de separație între parcele; P – parcelă.

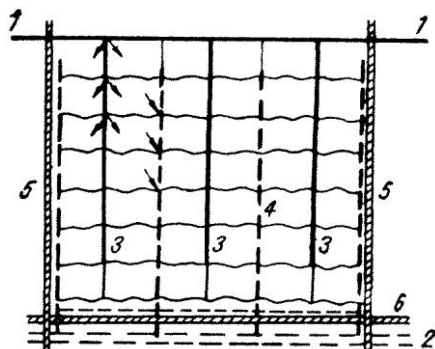
În orezăriile mai mari, parcelele sunt grupate într-un număr par de șiruri (de obicei 6-8), delimitate pe cele două părți opuse de câte un drum, iar la celelalte capete de câte un canal, unul din rețeaua de alimentare și unul din rețeaua de evacuare. Un astfel de complex se numește *tarla* (fig. 4.6).

Un grup de tarlale, cu delimitare bine definită, formează un *sector* (fig. 4.7).

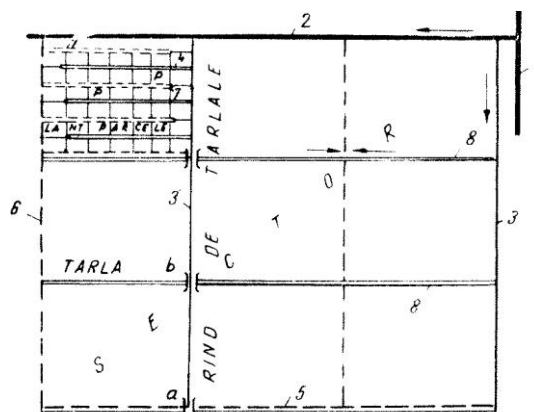
Cel mai mic canal de alimentare care aprovizionează cu apă fiecare parcelă în parte poartă numele împământănit de *canal de repartiție a apei* (c.r.), echivalent cu canalul provizoriu de irigație (c.p.i.) din schema de irigație cunoscută.

Fiecare parcelă trebuie să se învecineze la una din laturi cu un *canal de evacuare* (echivalent cu șanțul de evacuare din schema sistemului de irigații).

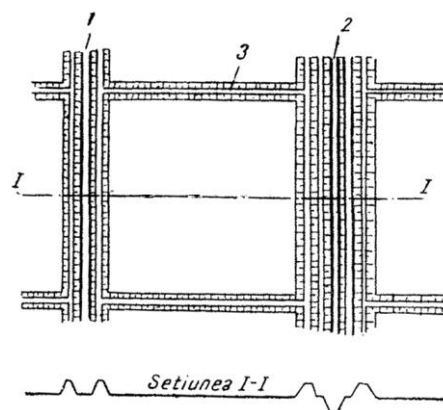
Cum se vede din figura 4.8, celelalte două laturi ale parcelelor sunt delimitate de digulețe simple, care separă parcela respectivă de parcelele vecine, care pot fi plasate la niveluri diferite.



**Fig. 4.6.** Tarla pentru cultura orezului: 1 – canal de alimentare (canal distribuitor de sector); 2 – canal de evacuare din tarla (canal colector de sector); 3 – canal de repartiție; 4 – canal de evacuare din parcele 5 – drum de exploatare; 6 – drum principal.

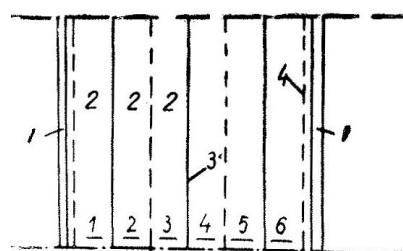


**Fig. 4.7.** Sector de orezărie: 1 – canal principal de irigație; 2 – canal distribuitor de grup de sectoare; 3 – canal distribuitor de sector; 4 – canal de repartiție; 5 – canal colector de grup de sectoare; 6 – canal colector de sector; 7 – canal de evacuare; 8 – drum.



**Fig. 4.8.** Elementele unei parcele: 1 – canal de repartiție; 2 – canal de evacuare; 3 – diguleț.

*Drumurile de exploatare* – elemente extrem de utile în amenajarea și exploatarea orezăriilor, trebuie să fie încadrate de rigole de evacuare. De obicei, drumurile de exploatare formează două laturi opuse ale tarlalelor; pentru a avea totdeauna canalele de evacuare paralele cu drumurile trebuie împărțită tarla într-un număr par (6-8) de șiruri de parcele (fig. 4.19).



**Fig. 4.9.** Tarla se împarte într-un număr par de șiruri de parcele: 1 – drum de exploatare; 2 – șiruri de parcele; 3 – canal de irigație; 4 – canal de evacuare.

În cazul când se impune amplasarea drumului lângă un canal de alimentare trebuie să se amenajeze o rigolă de evacuare între acestea.

### 4.3. ALEGEREA TERENULUI PENTRU OREZĂRII ȘI COLECTAREA DATELOR NECESARE PROIECTĂRII

i de amenajat pentru orezărie trebuie cercetate din punct de vedere al proprietăților fizice, chimice, geologice, specifice culturilor de orez. Dintre însușirile fizice, trebuie urmărite mai îndeaproape: textura, structura, puterea de adsorpție, permeabilitatea.

Se consideră bun pentru orezărie un teren care conține 45-85% particule cu diametrul mai mic de 0,01 mm; această condiție este necesară, dar nu suficientă, deoarece dacă toate terenurile cu textură grosieră sunt necorespunzătoare pentru cultura orezului, din cauza permeabilității lor, nu toate terenurile în care prevalează particulele foarte mici (sub 0,01 mm) au permeabilitate redusă (de exemplu, fundurile fostelor bălți, ca Brateșul de Sus).

Din punct de vedere chimic, un teren bun pentru orez ar trebui să conțină 1‰ azot, fosfor și potasiu și cât mai puțini compuși ai fierului (în special limonită), care obturează porii solului și-l fac asfixiant.

Din punct de vedere orografic, terenul ales să nu fie accidentat, întrucât acesta se amenajează greu, reclamând terasamente mari pe suprafețe relativ mici de înșământat.

O altă caracteristică de seamă a terenului menit a fi amenajat este aceea de „a ține apă”, deci să nu fie prea permeabil.

O permeabilitate mare a terenului face aproape imposibilă o dirijare a regimului apei în orezărie, atrăgând după sine un consum mare de apă și o levigare puternică a solului.

De aici reiese importanța ce trebuie acordată unei cercetări prealabile a infiltrației: când un teren propus a fi amenajat pentru orezărie pierde prin infiltrație peste 1 l/s·ha apă limpede, este mai rațional a se destina terenul pentru irigarea altor culturi, care nu cer atâta apă. Prin colmatarea parcelor se poate contribui la reducerea permeabilității acestora.

*Dușmanii vegetali.* Se știe care sunt dușmanii vegetali ai orezului și se cunosc și mijloacele de luptă contra lor. Majoritatea pot fi combătuți în cursul operațiunilor culturale ale orezului, dar doi dintre cei mai redutabili dușmani se adaptează atât de bine ambianței din orezării, încât lupta contra lor simultană cu cultura orezului este foarte grea și costisitoare. Acești dușmani sunt: stuful și mohorul lat.

Terenurile invadate de stuf și mohor lat pot fi terenuri bune pentru cultura orezului, dar numai după ce prin destufizări și culturi neirigate (prășitoare) au fost bine curățate. Amenajarea acestor terenuri și darea

lor în cultură de orez, înainte de a se fi obținut extirparea acestor vegetații, ar constitui o greșală, cu grave urmări pentru gospodărie. Întrucât orezul nu suportă umbra, eventualii arbori trebuie îndepărtați (v. fig. 4.3).

*Studii topografice și hidrologice.* Dacă rezultatul examinărilor premergătoare arată că terenul corespunde cerințelor specifice ale orezului, urmează a se trece la studii și cercetări de detaliu, a căror sistematizare și sintetizare precede proiectul lucrării.

Studiile încep cu măsurătorilor planimetrice, nivelitice și hidrometrice.

Determinarea provizorie a traseelor canalelor de alimentare și colectare se face vizual alegându-se pentru canalele de alimentare liniile cele mai înalte, iar pentru cele de evacuare, cele mai joase. Acest lucru va crea o nesimetrie în trasee și parcelare, însă o economie din punctul de vedere al investițiilor și o ușurință în exploatare. Definitivarea soluției va fi făcută în urma studiilor.

Ridicările nivelitice pentru întreaga suprafață reclamă mai întâi un caroiaj din 20x20 sau 25x25 m.

Paralel cu aceste lucrări se fac și determinări asupra florei, urmate de profile și sondaje pedologice și hidrogeologice.

### 4.4. SOLUȚII DE AMENAJARE

Soluțiile de amenajare ca și regimul de irigație sunt foarte diferite de la o regiune la alta a globului, de la o țară la alta și chiar în aceeași țară și sunt determinate în primul rând de condițiile naturale (orografice, podologice, hidrogeologice, climatice etc.), precum și de cele social-economice (densitatea populației agricole, gradul de mecanizare ș.a.).

Astfel, în China, Japonia ș.a. aproape întreaga suprafață ocupată cu orez se cultivă prin transplantare, iar parcelele au dimensiuni reduse (v. fig. 4.4). În Egipt, orezul se seamănă prin împrăștiere în apă (acest procedeu s-a practicat și parțial continuă și la noi), iar stratul de apă se menține ridicat în întreaga perioadă de vegetație a orezului.

În S.U.A., regimul de irigație este foarte diferențiat: se practică atât irigarea continuă – cu strat permanent de apă – cât și irigarea intermitentă, cu evacuări repetate în anumite perioade.

În fosta U.R.S.S., din cauza diversității zonelor în care se cultivă orezul (Fergana, Zeravșan, Azerbaidjan, Kuban-Krasnodar ș.a.) regimul de irigație și metodele de amenajare sunt diferite.

Regimul de irigare al orezului se poate administra după patru scheme (fig. 4.10): *irigarea permanentă; irigarea prescurtată; intermitentă; irigare cu umectare periodică.*

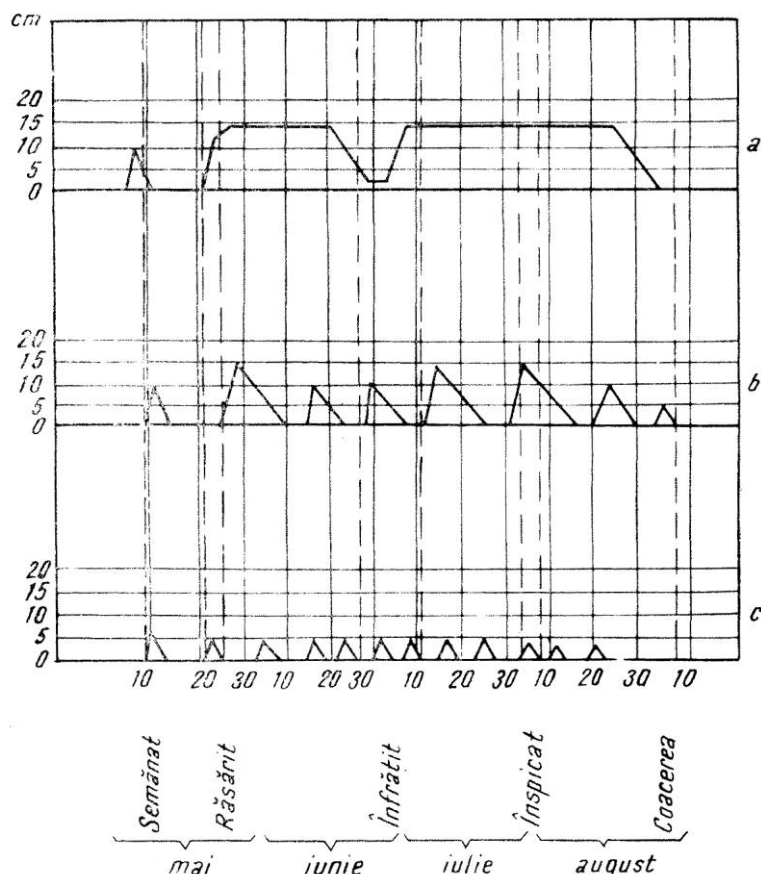


Fig. 4.10. Schema metodelor de irigare a orezului: a – irigarea permanentă; b – irigarea intermitentă; c – irigarea cu umectare periodică (K.S. Kiricenکو).

Metodele de amenajare sunt de asemenea variate; se pot grupa, însă, după mărimea parcelei și panta terenului, în două soluții cu mai multe variante: *amenajarea în parcele mici* (pe terenuri înclinate și pe terenuri plane) și *amenajarea în parcele – tarla* (în varianta I – Witte, varianta a II-a – Sumakov ș.a.).

La noi în țară s-a aplicat prima soluție de amenajare, în tendința de a se trece la parcelele – tarla prin intermediul „lanțului de parcele” pe care va trebui să se execute complexul de măsuri agro-fitotehnice; aceasta se va realiza pe măsura înglobării amenajărilor de orezării în complexul sistemului de irigații descris.

#### 4.4.1. AMENAJAREA OREZĂRIILOR ÎN PARCELE MICI

*Amenajarea terenurilor înclinate cu pante (I) de 3-8‰*

În cazul terenurilor plane, dar cu pantă > 3‰, amenajarea constă dintr-o etajare; alimentarea și evacuarea apei se vor face în serie pe lanțul de parcele (fig. 4.11).

Apa din ultima parcelă de jos este evacuată în canalul de evacuare.

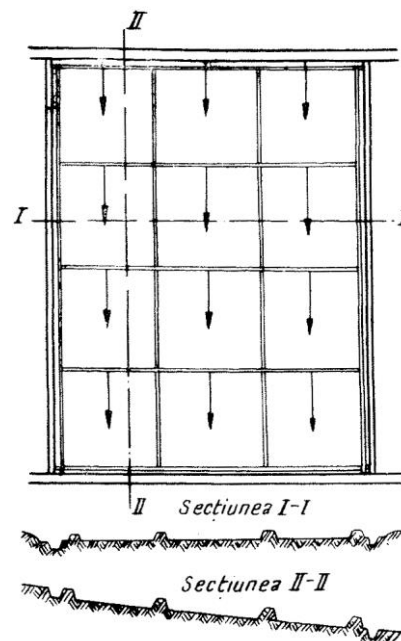


Fig. 4.11. Amenajarea unui teren cu panta de 3-8‰.

Această metodă prezintă multe avantaje, dar și unele dezavantaje; avantajele sunt: economia de terasamente, provenită din faptul că apa trecând dintr-o parcelă într-alta rețeaua de canale de alimentare și evacuare se reduce, precum și din aceea că mai toate canalele de alimentare se execută în debleu; coeficientul de utilizare a suprafeței  $\left(\mu = \frac{\Omega_u}{\Omega_T}\right)$  este mai mare

decât în cazul amenajării pe terenuri plane; realizarea unui bun control al apei în orezării; ușurința supravegherii; ușurința accesului mașinilor pe parcele și reducerea numărului unor instalații, ca podețe etc.; ușurința executării tratamentului cu sulfat de cupru în caz de infestare a parcelelor cu spirogyra și alte alge verzi; pericolul înmlăștinirii este evitat datorită faptului că terenul având pantă, apa se scurge atât la suprafață cât și în sol.

Dezavantajele principale sunt: greutatea de a scoate din funcțiune o parcelă din lanț în caz de nevoie; creșterea pericolului infectării; o pantă mai mare de 8‰ conduce la săpături adânci de care ar fi nevoie pentru realizarea nivelării; obținerea de parcele cu suprafețe relativ mici, la pante mari.

Amenajarea unor astfel de orezării pe terenuri în pantă este recomandabilă la pante de 3-8‰, cu o expoziție sudică.

Pentru reducerea investițiilor și ușurarea exploatării, se recomandă ca într-o astfel de tarla, numărul șirurilor de parcele să nu fie mai mare de 7-8 și ca fiecare șir să nu cuprindă mai mult de 8-9 parcele, pentru a se putea controla regimul apei din ele.

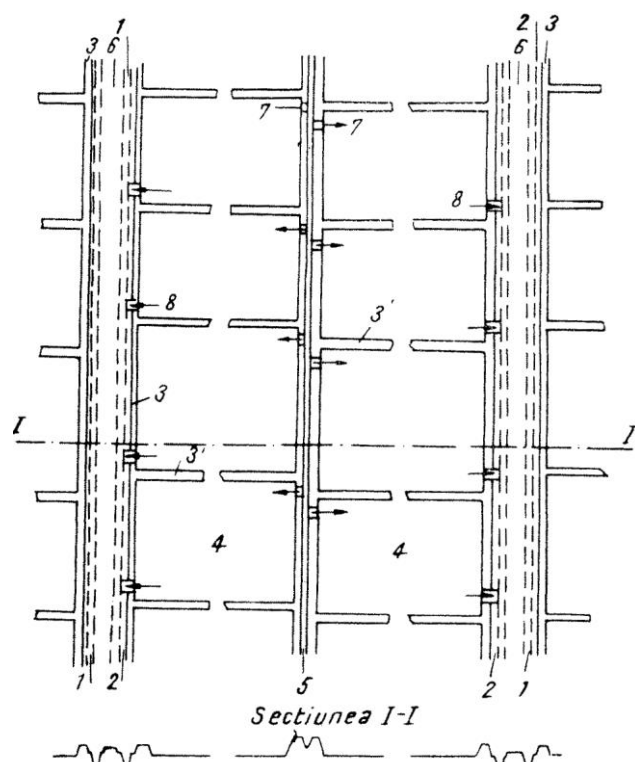
De fapt se pot amenaja orezării și pe terenuri cu pantă mai mare de 8‰, dar ele devin costisitoare și impun micșorarea parcelelor. În cazul când condițiile economice impun, orezăriile se pot proiecta pe terenuri cu pantă mare, amenajarea făcându-se terasat.

*Amenajarea terenurilor plane (cu pante sub 3‰).*

Amenajarea unei orezării pe un teren plan se face după un alt sistem; fiecare parcelă este separat alimentată și evacuată; de aici rezultă că o parcelă se mărginește pe o parte cu canalul de irigație (c.r.) și pe de altă parte cu canalul de evacuare (fig. 4.12).

Parcela nu este ușor accesibilă mașinilor și sistemul cere un număr incomparabil mai mare de canale de irigație și evacuare, care interceptează drumurile prin dükere sau podețe.

Se recomandă ca la amenajarea unei astfel de tarlale să se prevadă un număr par de lanțuri de parcele, deci – un număr impar de canale de evacuare (cu 1 mai mult decât canalele de irigație) pentru protejarea drumurilor laterale.



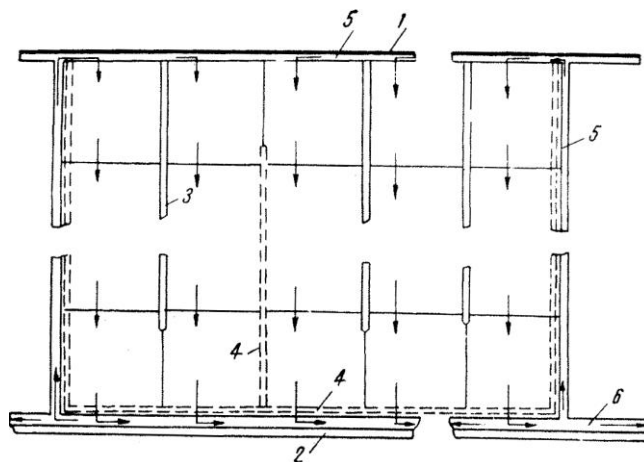
**Fig. 4.12.** Amenajarea unui teren cu panta sub 3‰:

1 – canal de evacuare; 2 – banchetă; 3 – diguleț longitudinal; 3' – diguleț transversal; 4 – parcelă pentru orez; 5 – canal de repartiție; 6 – drum de exploatare; 7 – vană de alimentare; 8 – vană de evacuare.

Drumurile din orezărie trebuie să fie destul de înălțate, pentru a fi practicabile în toată perioada de vegetație. Drumurile care se trasează de-a lungul canalelor colectoare se fac de 6-8 m lățime, pentru a permite circulația în dublu sens, iar drumurile de exploa-

tare (laterale) se fac de 4 m lățime. La orezăriile etajate, drumurile sunt mai ușor de amenajat, nefiind supuse inundațiilor și infiltrațiilor.

La orezăriile amenajate pe terenuri plane, circulația putându-se face numai între două canale de-a lungul șirului de parcele, se impune construirea unor drumuri de tarla paralele, unul cu canalul de alimentare și celălalt cu canalul de colectare al tarlalei (fig. 4.13).



**Fig. 4.13.** Amplasarea drumurilor de exploatare la o amenajare pe teren plan ( $I < 3‰$ ): 1 – canal de alimentare (distribuitor de sector); 2 – canal de colectare (colector de sector); 3 – canale de repartiție; 4 – canale de evacuare; 5 – drumuri de exploatare (de tarla); 6 – drum principal – direcția de circulație a utilajelor.

Canalele de irigație și evacuare traversate de aceste drumuri își duc apele pe sub ele prin podețe tubulare sau prin dükere pe o lungime de 4-8 m.

*Piscicultura în orezării.* Combinarea culturii orezului cu piscicultura se practică în alte părți de multă vreme (în China din secolul al XV-lea). Această cultură mixtă prezintă multe avantaje, deoarece mărește producția de orez cu 10-20% (peștele consumă algele, semințele de buruieni, îngrașă terenul cu excremente), contribuie la combaterea malariei din regiune și oferă încă un aliment necesar pentru economia regiunii.

Cu mici modificări, suprafețele amenajate pentru cultura orezului pot servi și pentru creșterea peștelui. În acest scop, parcelele de orez se prevăd cu canale centrale (pe axul longitudinal al parcelei), plecând de la canalul de irigație spre cel de evacuare și având următoarele dimensiuni: lățimea la fund ( $b$ ) 0,50 m, adâncimea ( $h$ ) 0,50 m și lățimea la suprafață ( $B$ ) 1,50 m, sau cu canale săpate de-a lungul digurilor, cu lățimea la fund de 0,50-0,60 m și adâncimea de 0,30-0,35 m.

Aceste canale servesc de refugiu pentru pește în timpul scurgerii apei din orezării.

La orezăriile construite după propunerile prof. P. A. Witte, creșterea peștelui este posibilă fără alte lucrări speciale.

Piscicultura în orezării se poate face numai în timpul perioadei de vegetație a orezului (mai-septembrie).

Peștele este introdus în parcele numai după ce orezul semănat a crescut de 10-15 cm înălțime, sau la 10-12 zile de la transplantare, pentru că, prin mișcările sale rapide, peștele ar smulge o mulțime de plante.

Datorită condițiilor de hrană și temperatură, biologia crapului din orezării suferă unele transformări în comparație cu a crapului care se dezvoltă în heleșteie sistematice sau în cursuri de apă naturale. Aceste schimbări se observă și în reproducție, căci crapul crescut în orezării ajunge la maturitate chiar în a doua vară.

Dezvoltarea abundentă a florei acvatice, temperatura ridicată a apei din orezării (circa 30-35°), regimul hidrochimic obișnuit al orezăriilor, conținutul de oxigen (care nu scade de obicei sub 4 cm<sup>3</sup> la 1 litru de apă), pH-ul de 7,2-7,3 și cantitatea suficientă de săruri minerale creează un mediu deosebit de favorabil pentru dezvoltarea crapului în orezării. Parcelele de orez sunt folosite ca heleșteie de reproducere, dezvoltare și creștere.

Pentru producerea puietului se folosesc parcele de orez mai mici. Mutarea acestuia în parcele mai mari, pentru dezvoltare, are loc cam la 15-20 de zile după ecloziune. Peștele se prinde ușor la gurile de alimentare, cu ajutorul unor plase. În vederea acestei operații, alimentarea trebuie întreruptă timp de 2-3 zile, în care interval apa se încălzește bine. La redeschiderea curentului de apă proaspătă, tot peștele se îndreaptă spre gura de alimentare, în fața căreia se amenajează o groapă de pescuit.

În orezăriile vechi s-a practicat cultura crapului de doi ani, introducându-se în parcelă un număr de 5.000-8.000 de puiți la hectar, în funcție de capacitatea de hrană naturală a orezăriilor. Toamna, puietul atinge o greutate de 40-50 g<sup>1</sup>.

S-a încercat cu succes obținerea crapului comercializabil, aplicându-se cultura de un an. În acest scop, la populare se introduce un număr mult mai mic de puiți (1.000-1.200 de bucăți la hectar). În vederea obținerii unei producții naturale în orezării de 200 kg la hectar, se vor introduce populare 1.000 de puiți și 25 de bucăți de crap de o vară la hectar. În acest fel se va obține crap de o vară de 500 g.

În cazul când se aplică cultura crapului de doi ani, trebuie amenajate în cadrul orezării câteva bazine de iernat speciale, în care, după recoltarea orezului, se va introduce peștele de o vară. În cultura crapului de două veri, pierderile sunt, de obicei, mai reduse (15-20%).

Producția de pește poate fi ridicată prin alimentarea artificială prevăzută de regulile pisciculturii. Recoltarea crapului de două veri se face paralel cu recoltarea orezului, în care scop, evacuarea apei din orezării se face astfel ca peștele să nu rămână între firele de orez. Peștele se îndreaptă odată cu apa spre gura de evacuare – care poate fi în acest caz un călugăr – prevăzută cu o groapă de pescuit în fața.

Gurile de alimentare și evacuare a apei sunt prevăzute cu site ale căror ochiuri au mărimi corespunzătoare, pentru a nu scăpa peștele.

#### 4.4.2. AMENAJAREA OREZĂRIILOR ÎN PARCELE-TARLA

Pentru a se evita neajunsurile pricinuite de proiectarea parcelelor mici de orez (mecanizare parțială, coeficient scăzut de folosire utilă a terenului, introducerea limitată a celorlalte culturi agricole, ca și greutatea introducerii culturii, mixte), se poate adopta soluția parcelelor-tarla, cu evacuare și alimentare independentă.

Amenajarea lor se poate face în mai multe variante.

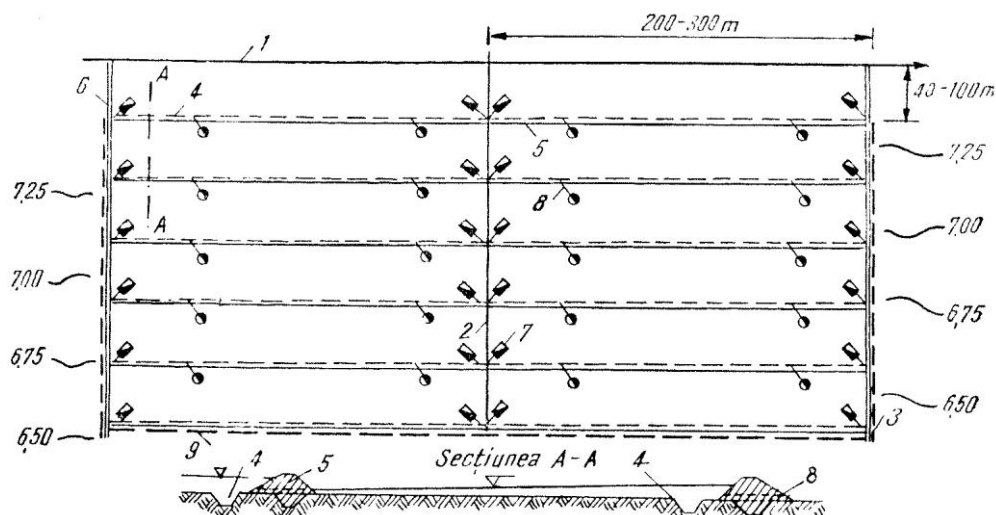
*Varianta I* (prof. P.A. Witte) – figura 4.14, constă din: trasarea canalului de irigație 2 după panta terenului (2-4‰), cu acțiune bilaterală, de-a lungul căruia se situează parcelele cu latură mică (40-100 m), iar cu lungimea (200-300 m) în direcția curbilor de nivel; în partea opusă, pe latura îngustă a parcelelor, se trasează canalul de evacuare 3 paralel cu canalul de irigație; intrarea apei în parcele se face direct din canalul de irigație 2, precum și din canalul de evacuare 4 al parcelei superioare; lanțul de 5-6 parcele este privit ca o singură tarla longitudinală; parcelele sunt adaptate pentru piscicultură, având în partea inferioară un șanț adânc (canalul de evacuare 4); digulețele de compartimentare au o înălțime de 0,5 m și o lățime la coronament de 0,3-0,4 m, precum și un taluz de 1/2; planarea parcelei se admite cu ± 5 cm; mecanizarea se poate face folosind drumurile 6 de la capătul parcelei pentru intrarea dintr-o parcelă în cealaltă; volumul lucrărilor de planare este de circa 50 m<sup>3</sup>/ha.

*Varianta a II-a* (prof. B.A. Sumakov). Pentru o mecanizare mai eficace se poate adopta varianta din figura 4.15, la care canalul de irigație 3 al parcelei se trasează de-a lungul curbilor de nivel, pe la partea superioară a parcelei, iar cel de evacuare 6, pe la partea inferioară.

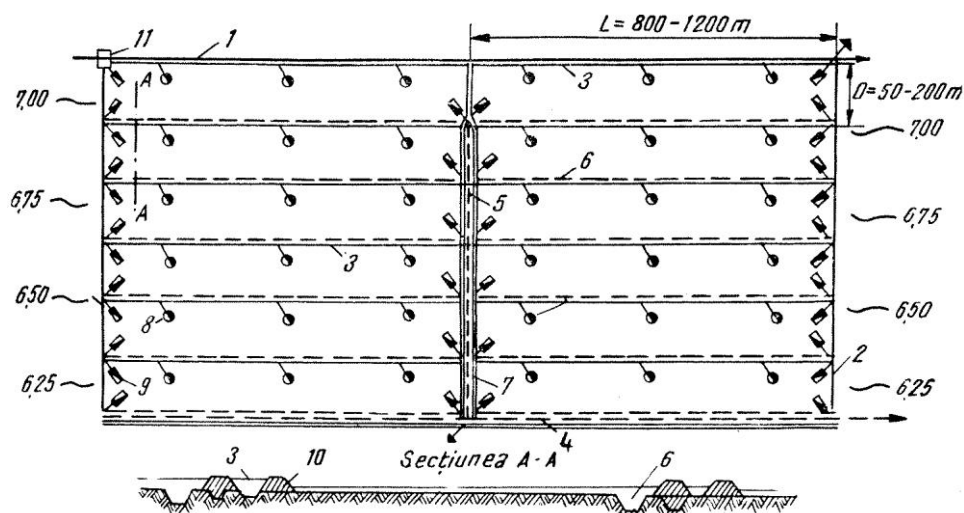
Parcela are dimensiuni mai mari în comparație cu varianta I, în funcție de panta terenului, astfel:  $L = 800-1200$  m și  $l = 200-500$  m pentru  $I = 1-4‰$  și permite, de asemenea, cultura mixtă și rotația culturilor.

<sup>1</sup> Ing. Pojoga, *Tratat de piscicultură*. București, 1944.





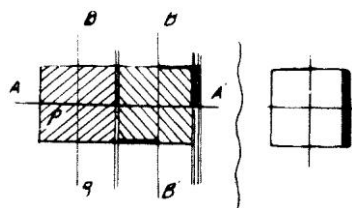
**Fig. 4.15.** Schema parcelor-tarla (varianta a II-a): 1 – canal distribuitor de grup de sectoare; 2 – canal distribuitor de sector; 3 – canal de irigație al parcelei-tarla; 4 – canal colector de grup de sectoare; 5 – canal colector de sector; 6 – canal de evacuare al parcelei-tarla; 7 – drum de exploatare; 8 – vane tubulare de evacuare; 9 – stăvilare pentru reglarea debitelor și nivelurilor; 10 – dig; 11 – nod de distribuție.



## 4.5. PROIECTAREA ELEMENTELOR GEOMETRICE ALE PARCELEI

Materialul necesar construirii elementelor amenajării (digulețe, canale de irigare și evacuare) se ia din parcele constituind sarcina acelei parcele; în aceasta se include și materialul necesar umplerii gropilor de împrumut existente în parcele (la cota de nivelare a parcelei).

Sarcina ce revine unei parcele de pe un teren plan ar consta din nevoia de a se construi elementele aflate între axe (fig. 4.16), deci câte 1/2 din c.r., ce., digulețe.



**Fig. 4.16.** Sarcina parcelei.

În practică se atribuie fiecărei parcele intermediare sarcina construirii a câte unui canal limitrof și a unui diguleț complet; ultimului șir de parcele îi revine în plus sarcina construirii ambelor secțiuni din canalele alăturate, iar primei parcele din fiecare șir îi revin două diguri.

### 4.5.1. DIGULEȚELE DE SEPARAȚIE

Ele au rolul de a delimita parcelele, în vederea obținerii unei înălțimi de apă dorite și ca drum de întreținere în interiorul tarlalei, chiar când parcelele sunt pline cu apă, pentru care motiv, au o lățime de 60 cm la coronament. Înălțimea lor trebuie să fie de  $\approx 50$  cm (după tasare) deasupra nivelului parcelei celei mai înalte pe care o delimitează. Această înălțime reprezintă nivelul maxim al apei în parcelă ( $\approx 20$  cm), înălțimea valurilor provocate de vânturi ( $\approx 15$  cm) și 15 cm este înălțimea de siguranță.

Pentru trecerea mașinilor peste digulețe se impune un taluz de  $\frac{1}{2}$ - $\frac{1}{4}$ , care atrage după sine o pierdere din suprafața cultivabilă și o mărire a volumului digu-

rilor; pentru evitarea acestora, digulețele se construiesc cu  $m = 1/1$  și cu rampe de acces ( $m = 1/2-1/3$  și  $a = 4$  m) pe laturile parcelei – spre evacuare.

La calculul volumului digulețelor trebuie să se țină seama că acestea delimitează, în general, parcele de cote diferite (fig. 4.17).

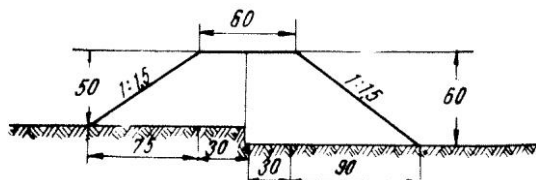


Fig. 4.17. Elementele unui diguleț de separație.

#### 4.5.2. CANALELE DE REPARTIȚIE

Acestea alimentează direct parcelele și se recomandă a se construi cu fundul deasupra parcelei celei mai înalte (pe care o deservesc în direcția pantei) cu circa 10 cm.

Secțiunea canalului de repartiziție (fig. 4.18) variază cu debitul pe care trebuie să-l transporte și se dimensionează încă la un debit modul de 8-10 l/s/ha, având în vedere consumul mare în perioada de inundare, precum și nevoia de a realiza un strat de apă gros de ~ 20 cm în parcelă, într-un timp relativ scurt. Viteza de ~ 0,3-0,5 m/s este corespunzătoare unei pante de 0,3-0,8‰.

#### 4.5.3. CANALELE DE EVACUARE

Acestea sunt situate de-a lungul șirurilor de parcele și au rolul de a colecta și evacua apa din fiecare parcelă; se construiesc în debleu (delimitate de digulețe), figura 4.19, cu fundul la o adâncime de ~ 20 cm,

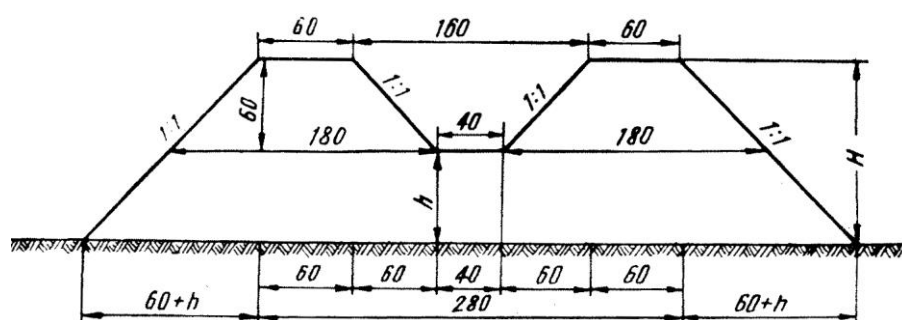


Fig. 4.18. Elementele secțiunii canalului de repartiziție.

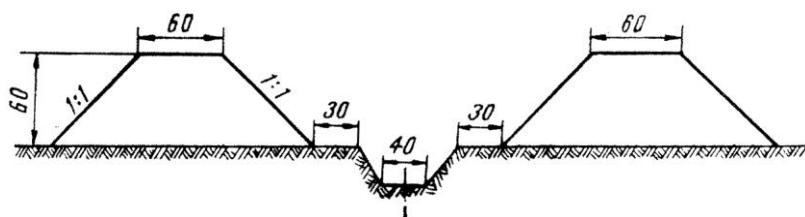


Fig. 4.19. Elementele secțiunii canalului de evacuarea apei din parcele.

sub cota de nivelare a parcelei celei mai joase în direcția pantei. Panta fundului este continuă (0,5-3‰).

Între piciorul digului de delimitare și canalul de evacuare se impune o banchetă de 0,20-0,30 m, care are rolul de a opri materialul căzut de pe diguleț și de a reduce infiltrația (fig. 4.20).

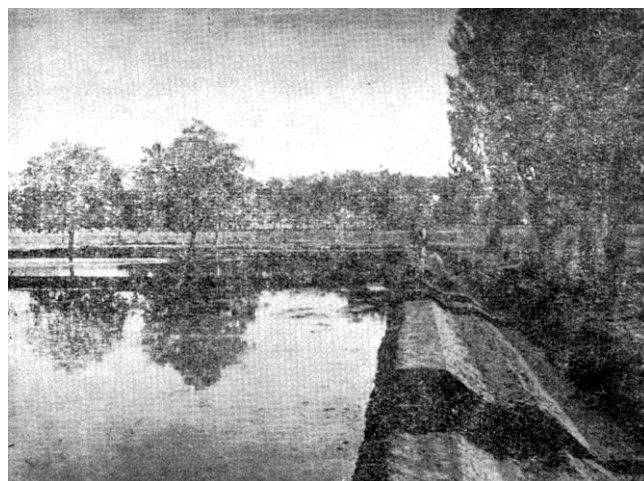


Fig. 4.20. Orezăria Mărculești – canalul de evacuare (se vede bancheta corect executată)

#### 4.5.4. COTA MEDIE

Toată suprafața parcelei trebuie nivelată astfel ca să devină o suprafață plan orizontală, determinându-se în prealabil sarcina parcelei. Problema deși simplă, fiind foarte importantă, se vor da indicații practice mai detaliate.

Se consideră că o parcelă de 100x60 m, ridicată din 20 în 20 m, trebuie să fie nivelată (fig. 4.21).

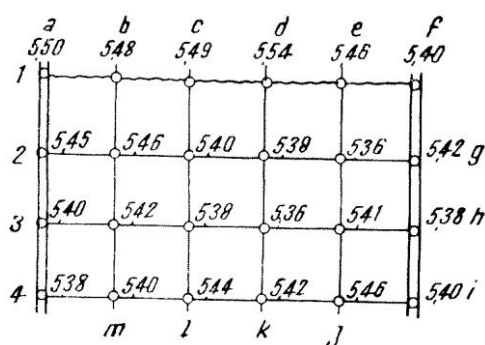
Când se determină volumul de terasament, trebuie ținut seama că punctele din caroiaj au o suprafață de influență diferită, după poziția lor, numită *pondere*: 1 – punctele de colț; 2 – cele intermediare și 4 – cele din mijloc. Volumul de terasament necesar planării orizontale a parcelei, sau materialul ce trebuie deplasat din fiecare punct – se determină stabilind mai întâi *cota medie* provizorie a parcelei (ca o medie aritmetică a cotelor tuturor punctelor, fără a se ține seama de pondere). Introducerea noțiunii de pondere și suprafața influențată asigură stabilirea unei cote medii sigure.

Calculul cotei medii ( $C_{mp}$ ) a parcelei din figura 4.21 se află astfel (întregul – 5 – dându-se factor comun):

$$C_{mp} = [(50 + 38 + 40 + 40) \cdot 1 + (48 + 49 + 54 + 46 + 42 + 38 + 46 + 42 + 44 + 40 + 40 + 45) \cdot 2 + (46 + 40 + 38 + 36 + 41 + 36 + 38 + 42) \cdot 4] / (4 \cdot 1 + 12 \cdot 2 + 8 \cdot 4)$$

$$C_{mp} = \frac{2504}{60} = 41,73 \approx 42 \text{ cm}$$

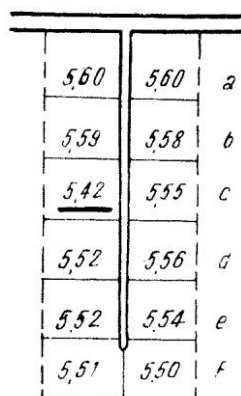
Deci, cota medie reală a parcelei este 5,42.



**Fig. 4.21.** Parcelă cotată pentru nivelare.

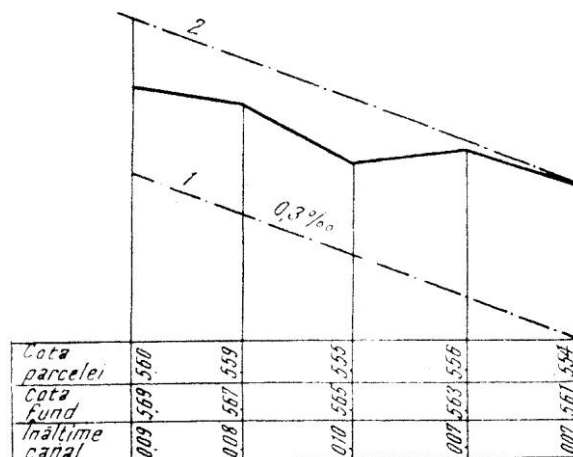
#### 4.5.5. SARCINA PARCELEI

Practica arată că sarcina parcelei (fără gropi) poate fi satisfăcută de materialul scos pe o grosime de 2-5 cm, în medie pe toată parcela, sub cota medie. Cu cât parcela este mai mare și înălțimea canalelor mai mică, cu atât sarcina este mai mică pe unitatea de suprafață. Practic se stabilește fundul canalului de repartiție cu 7 cm deasupra cotei medii și al canalului de evacuare cu 30 cm sub cota medie. Pentru exemplu de calcul se presupune că la un teren cu panta de 0,3% se trasează canalul de repartiție de-a lungul a două șiruri de parcele cu cota medie înscrisă în interior (fig. 4.22).



**Fig. 4.22.** Cotele medii ale celor două șiruri de parcele.

Considerând că lăţimea parcelelor este de 60 m, canalul de repartiţie va avea o lungime (până la intrarea în ultimele parcele) de 300 m, deci  $\Delta H = 300 \times 0,0003 = 9$  cm. Se construieşte profilul longitudinal (fig. 4.23) luând drept cota terenului cota celor mai înalte parcele (vecine).



**Fig. 4.23.** Schema proiectării profilului longitudinal al canalului de repartitie.

Pentru a determina panta fundului canalului se procedează astfel: pe profilul longitudinal, format din cele mai înalte puncte ale parcelelor, se raportează la scară panta stabilită pentru canal (0,0003) linia 1. Cu echerul se duce o paralelă la această direcție până se întâlnește cel mai înalt punct al profilului, în raport cu această direcție (linia 2). Acesta este punctul determinat pentru înălțimea canalului, care în exemplul de mai sus este în dreptul parcelei e (cota 5,54), la care adăugându-se 7 cm se află cota de 5,61; apoi se adaugă  $\Delta h = L \cdot I = 60 \cdot 0,0003 \approx 2$  cm. la aceasta.

De exemplu, pentru parcela c de cotă 5,55, cota canalului la fund va fi – pentru punctul din aval = 5,65, iar pentru punctul din amonte = 5,67. Volumul de terasament cerut de canalul de repartiție, aferent parcelei ce o studiem, se calculează după un tabel de forma 4.2.

**Tabelul 4.2.** Volumul de terasament pentru canalul de repartitie aferent parcelei

Cota terenului	Cota canal	Înălțimea fund canal (cm)	Secțiunea (m <sup>2</sup> )	Medii (m <sup>2</sup> )	Distanța (m)	Volum de terasament (m <sup>3</sup> )
.	.	.				.
.	.	.				.
.	.	.	.. .	.. .	.. . .	.. . 110
.	.	.				.

Reiese că parcela respectivă are ca sarcină construirea acestui canal, însumând un cubaj de  $110 \text{ m}^3$ . Digulețul cade în sarcina parcelei, de cotă 5,42 (v. fig. 4.21), va avea coronamentul la cota 6,19, determinat de nivelul parcelei vecine ( $5,59 + 0,60 = 6,19$ ). Volumul de terasament necesar digulețului se calculează după un tabel de forma 4.3.

Se mai adaugă deci la sarcina parcelei încă  $60 \text{ m}^3$  rezultând  $60 + 110 = 170 \text{ m}^3$ . Pentru nivelarea parcelei trebuie găsită o cotă de nivelare care fiind realizată, să se obțină la parcelă o săpătură egală cu suma umpluturii plus sarcina parcelei.

**Tabelul 4.3.** Volumul de terasament necesar digulețului

Cota terenului (m)	Cota coronament (m)	Lățimea digului (cm)	Secțiunea (m <sup>2</sup> )	Medii (m <sup>2</sup> )	Distanțe (m)	Cubaturi (m <sup>3</sup> )
5,50	6,19	69	$x_1$	$\frac{x_1 + x_2}{2}$	20	$\frac{x_1 + x_2}{2} \cdot 20$
5,48	6,19	71	$x_2$	$\frac{x_2 + x_3}{2}$	20	$\frac{x_2 + x_3}{2} \cdot 20$
5,49	6,19	70	$x_3$	$\frac{x_3 + x_4}{2}$	20	$\frac{x_3 + x_4}{2} \cdot 20$
5,54	6,19	65	$x_4$	$\frac{x_4 + x_5}{2}$	20	$\frac{x_4 + x_5}{2} \cdot 20$
5,46	6,19	73	$x_5$	$\frac{x_5 + x_6}{2}$	20	$\frac{x_5 + x_6}{2} \cdot 20$
5,40	6,19	79	$x_6$			60 m <sup>3</sup>

**Tabelul 16.4.** nivelare (exemplu din fig. 4.21)

Punctul	Cota punctului $C_p$ (m)	Ponderea punctului	Cota de nivelare $C_n$ (m)	$C_n - C_p$		Suprafața de influență	Cubaturi (m <sup>3</sup> )		Observații
				+	-		+	-	
1	5,50	1	5,39		0,11	100		11	$C_p$ – cota punctului $C_n$ – cota de nivelare = 5,39 Suprafața brută parcelă = 6000 m <sup>2</sup> Sarcina parcelei = 170 m <sup>3</sup> Suprafața corespunzătoare unității de pondere (60x100) : 60 = 100 m <sup>2</sup> Volum realizat la: – săpături = 208 m <sup>3</sup> – umpluturi = 35 m <sup>3</sup> Disponibil pentru sarcina parcelei: 208 – 35 = 173 m <sup>3</sup> Diferențe: 173 – 170 = 3 m <sup>3</sup> Pentru compensare: 3:2 = 1,5 m <sup>3</sup> 35 + 1,5 = 36,5 208 – 1,5 = 206,5
2	5,48	2	5,39		0,09	200		18	
3	5,49	2	5,39		0,10	200		20	
4	5,54	2	5,39		0,15	200		30	
5	5,46	2	5,39		0,07	200		14	
6	5,40	1	5,39		0,01	100		10	
7	5,42	2	5,39		0,03	200		6	
8	5,36	4	5,39	0,03		400	12		
9	5,38	4	5,39	0,01		400	4		
10	5,40	4	5,39		0,01	400		4	
11	5,46	4	5,39		0,07	400		28	
12	5,45	2	5,39		0,06	200		12	
13	5,40	2	5,39		0,01	200		2	
14	5,42	4	5,39		0,03	400		12	
15	5,38	4	5,39	0,01		400	4		
16	5,36	4	5,39	0,03		400	12		
17	5,41	4	5,39		0,02	400		8	
18	5,38	2	5,39	0,01		200	2		
19	5,40	1	5,39		0,01	100		1	
20	5,46	2	5,39		0,07	200		14	
21	5,42	2	5,39		0,03	200		6	
22	5,44	2	5,39		0,05	200		10	
23	5,40	2	5,39		0,01	200		2	
24	5,38	1	5,39	0,01		100	1		
									Bilanț
		60				Compensat	35 + 1,5 36,5	208 – 1,5 206,5	Săpătură 206,5 m <sup>3</sup>
									Umplutură 170 + 36,5 = 206,5 m <sup>3</sup> Diferența = 0

#### 4.5.6 COTA DE NIVELARE ( $C_n$ )

Aceasta se obține scăzând din cota medie a parcelei câtul rezultat din împărțirea sarcinii parcelei la suprafața ei. De exemplu:

$$170 \text{ m}^3 : (100 \times 60) = 0,028 \text{ m} \sim 3 \text{ cm};$$

deci, cota de nivelare este  $5,42$  (cota medie)  $- 3 \text{ cm} = 5,39 \text{ m}$ .

Volumul de terasament necesar nivelării parcelei și satisfacerii sarcinii acesteia se obține printr-un calcul centralizat în tabelul 4.4, pentru exemplul luat (v. fig. 4.21).

Este de remarcat că prin calculul astfel întreprins, se determină volumul de terasament brut, de pe toată parcela, dintre axele celor două digulețe și două canale, incluzându-se deci și suprafețele de sub acestea, fapt necorespunzător cu realitatea.

Considerând că lățimea fâșiilor de sub digulețe și canale va fi: sub diguleț =  $2,15 \text{ m}$ ; sub canalul de repartitie =  $2,20$ ; sub canalul de evacuare (inclusiv digulețul de încadrare) =  $2,50 \text{ m}$ , rezultă că suprafața utilă a parcelei este:  $100 - (2,20 + 2,50) \times (60 - 2,15) = 93,50 \times 57,85 = 5.513,10 \text{ m}^2$ . Față de  $6.000 \text{ m}^2$  cât avea parcela brută, diferența  $6.000 - 5.513 = 487 \text{ m}^2$  reprezintă  $8,1\%$  din suprafață.

Întotdeauna trebuie avut în vedere ca între suprafața brută și cea utilă să existe o proporție rezonabilă (tab. 4.5).

**Tabelul 4.5.** Suprafața brută și utilă a parcelelor

Parcela brută		Parcela amenajată		Procente %
Laturi	Suprafața	Laturi	Suprafața	
100x100	10.000	97,85x95,33	9.328	93,28
75x75	5.625	72,85x70,33	5.123	91,07
50x50	2.500	47,85x45,33	2.169	86,76
25x25	625	22,15x20,33	464	74,24

Din acest tabel se vede cum variază raportul dintre suprafața utilă și cea totală, cu dimensiunile parcelei. Situația reală asupra producției și investițiilor de amenajare se obține prin raportarea tuturor cheltuielilor (în principal, volum terasament –  $\text{m}^3$ ) la suprafața utilă (tabelul 4.6).

Datele din tabel exprimă clar importanța economică a unei raționale amenajări. Se vede că la o suprafață mică a parcelei corespunde, pentru  $1 \text{ m}^3$  de terasament, o suprafață utilă mică (de exemplu la  $20 \times 20 \text{ m}$  pentru  $1 \text{ m}^3$  de terasament =  $5,33-5,71 \text{ m}^2$ , în timp ce la suprafața de  $100 \times 100 \text{ m}$ , pentru  $1 \text{ m}^3$  de terasament =  $19,28-31,78 \text{ m}^2$ ); deci, amortizarea cheltuielilor de amenajare poate să difere de la un caz la altul de circa 6 ori, ceea ce înseamnă că perspicacitatea proiectantului are un mare rol asupra economicității lucrării.

**Tabelul 4.6.** Suprafața specifică în funcție de panta terenului și mărimea parcelei

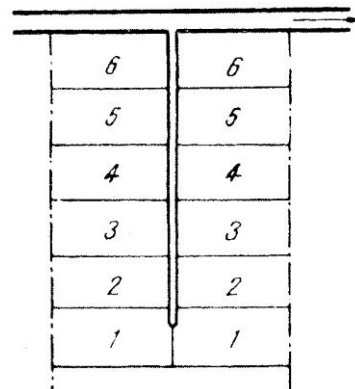
I (%)	Suprafața parcelei	Suprafața specifică ( $\text{m}^2/\text{m}^3$ )
2	20x20	5,53
	75x75	18,05
	100x100	19,28
1	20x20	5,63
	75x75	22,04
	100x100	26,04
0,5	20x20	5,71
	75x75	24,78
	100x100	31,78

## 4.6. ELEMENTE HIDRAULICE CARACTERISTICE ÎN AMENAJAREA OREZĂRIILOR

### 4.6.1. REȚEAUA DE ALIMENTARE

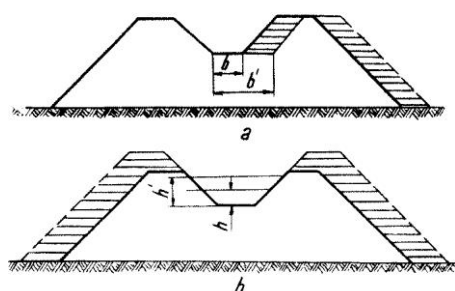
Canalul de alimentare (c.d.s.) poate alimenta două rânduri de tarlale situate de o parte și de alta a sa (v. fig. 4.7).

Dimensionarea canalului de alimentare este condiționată de canalele de repartitie pe care le deservește. Trebuie avut în vedere că aceste canale (c.r.) transportă un debit de  $\sim 8-10 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ , astfel ca să asigure vârfulurile de consum și să poată alimenta concomitent cele două șiruri de parcele riverane (fig. 4.24).



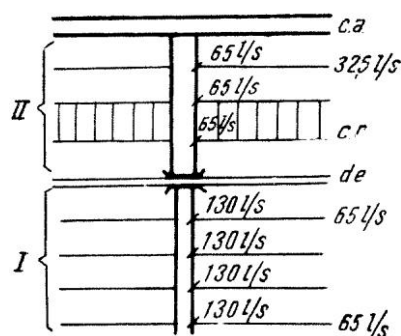
**Fig. 4.24.** Canal de repartitie, derivat din canalul de alimentare, ce alimentează două șiruri de parcele.

Debitul canalului de repartitie poate fi, pentru exemplul dat,  $Q_{cr} \approx 65 \text{ l/s}$  (2 șiruri  $\times$  6 parcele  $\times$   $0,6 \text{ ha} \times 9 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ ). Secțiunea obișnuită a c.r. ( $b = 40$ ;  $h = 30$  și  $H = 60 \text{ cm}$ ), putând transporta un debit de  $\sim 40 \text{ l/s}$ , conduce la nevoia supradimensionării acestuia pentru primele două grupe de parcele (6, 5); aceasta trebuie să se facă prin lărgirea cu  $5-10 \text{ cm}$  la fund a canalului, ceea ce constituie o măsură rațională și economică față de aceea a supraînălțării (fig. 16.25).



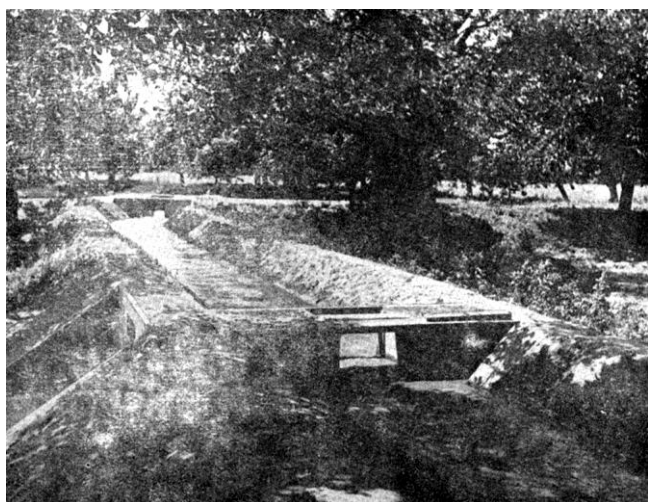
**Fig. 16.25.** Secțiuni comparative: a – prin mărirea lății fund; b – prin mărirea înălțimii; — – terasamente suplimentare.

La proiectarea canalului de alimentare (c.d.s.) se urmărește ca dintr-un nod de distribuție (n.d.) să pornească două canale de repartire ( $Q_{nd} = 2 \times 65 = 130$  l/s), în cazul când acțiunea este bilaterală. Atunci debitul pentru care trebuie dimensionat c.d.s. este de 130 l/s pentru fiecare distribuție din cadrul primei grupe de tarlale și câte 1/2 din 130 (deci, 65 l/s), pentru următoarele distribuții (fig. 4.26).



**Fig. 4.26.** Debitele ce condiționează dimensionarea canalului de alimentare.

În figura 4.27 se văd două noduri de distribuție (cu acțiune bilaterală și unilaterală) pe c.d.g.s. și c.d.s. al unei orezării.

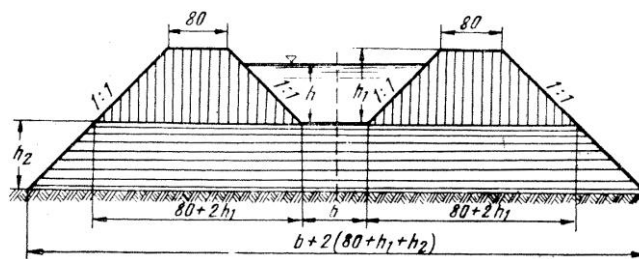


**Fig. 4.27.** Orezăria Mărculești – instalații de derivare a apei executate din beton, pe rețeaua de canale.

Din acest mod de a dimensiona c.d.s. (alimentând câte o pereche de tarlale în același timp), reiese că în timpul alimentării perechii I de tarlale (din aval), prin albia canalului trece încă un debit de 4-5 l/s ha, care poate fi folosit atât la întreținerea curentului de apă în parcelele din amonte, cât și pentru cerințele de vârf ale parcelelor ce se umplu (de exemplu din tarlaua I).

La trecerea din zona tarlalei I în zona tarlalelor II, III, canalul de alimentare (c.d.s.) va fi prevăzut cu câte un stăvilă – apometru și cu rol de pod, pentru a face posibilă circulația vehiculelor pe drumurile de exploatare (d.e.) ale tarlalelor.

O dată stabilite secțiunile transversale ale canalului de alimentare (fig. 4.28) corespunzătoare fiecărei ramificații, se trece la fixarea profilului longitudinal, căutând ca fundul canalului să fie cu circa 5 cm mai sus decât nivelul fundului canalelor de repartire respective. Acest profil se întocmește după aceleași norme ca și la canalul de repartire, care se trasează în funcție de coatele medii ale parcelelor adiacente.



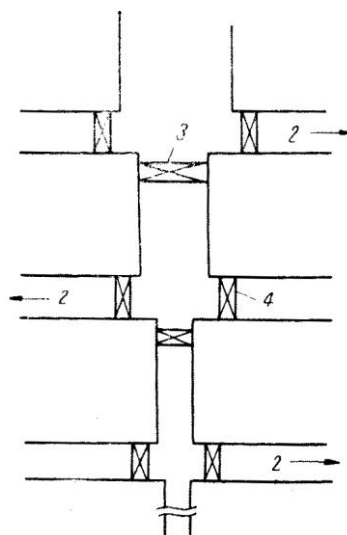
**Fig. 16.28.** Secțiune transversală a canalului de alimentare a orezăriilor  $S = (b + 160 + 4h_1 + h_2)h_2 = (C + h_2)h_2$ .

#### Canalul distribuitor grup de sectoare (c.d.g.s.)

Are rolul de a transporta apa de la canalul de aducțiune – poate fi CPI (fig. 4.29) și de a o distribui între canalele de alimentare (c.d.s.) ale orezării. Două c.d.s. pot deriva chiar din același nod de distribuție. Debitul c.d.g.s. este în funcție de debitul canalelor de alimentare (c.d.s.) și se calculează din aval spre amonte (fig. 16.30).



**Fig. 4.29.** Tip de canal de aducțiune la orezăriile din apropierea orașului București.



**Fig. 16.30.** Schema derivațiilor din canalul distribuitor de grup de sectoare: 1 – canal distribuitor grup de sectoare; 2 – canal de alimentare al orezării (canal distribuitor de sector); 3 – stăvilă regulator pe canalul distribuitor de grup de sectoare; 4 – stăvilă regulator de debit și nivel pe canalul distribuitor de sector.

Lățimea fundului canalului determinată pentru o secțiune va fi menținută pe toată lungimea sectorului, până la punctul de derivare următor, unde debitul se modifică brusc și deci și secțiunea se modifică.

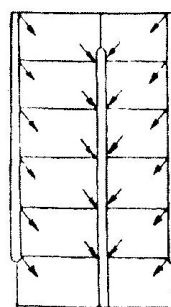
#### 4.6.2. REȚEAUA DE EVACUARE

Canalele de evacuare (c.e.) au rolul de a asigura evacuarea apei de pe parcele (două șiruri) în vederea uscării de stimulare sau a uscării pentru recoltare. Dimensionarea c.e. se începe de la următoarele premise: apa se va evacua în medie în 5 zile (reiese din practică); grosimea stratului de apă în parcelă la evacuare va fi de maximum 10-15 cm.

Canalele de evacuare se construiesc în săpătură, având fundul cu circa 30 cm sub cota oricărei parcele pe care o deserveste.

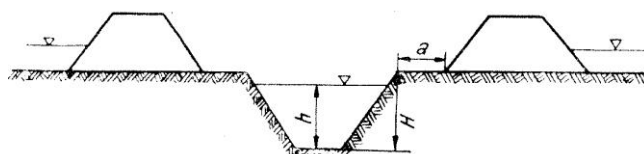
Panta canalelor de evacuare se alege suficient de mare, astfel ca să creeze o viteză de minimum 0,4 m/s; fiind în funcție și de posibilitatea de descărcare în canalul colector, se ia frecvent de 0,6-0,8‰.

Eliminarea apei din parcele în canal se face prin vane, așezate în colțurile aval, la punctul de întâlnire al digulețului transversal cu canalul de evacuare (fig. 4.31).



**Fig. 4.31.** Evacuarea apei din parcele.

Acest canal se calculează cu secțiune uniformă pe toată lungimea, din motive constructive și de întreținere (fig. 4.32).



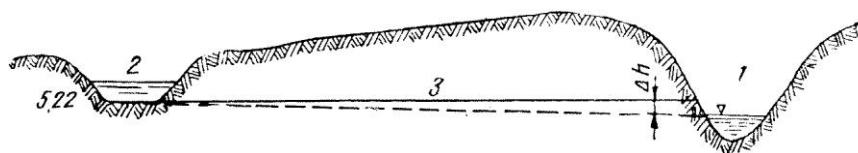
**Fig. 4.32.** Secțiune transversală prin canalul de evacuare al parcelei ( $Q = 25 \text{ l/s}$ ;  $b = 30 \text{ cm}$ ;  $H = 30 \text{ cm}$ ;  $h = 25 \text{ cm}$ ;  $m = 1/1$ ;  $I = 0,8\text{‰}$ ;  $a = 30 \text{ cm}$ ).

Canalul colector al orezării are rolul de a colecta apele transportate de canalele de evacuare. Canalul colector se calculează din amonte spre aval, în direcția creșterii debitelor; deci, secțiunea lui se va schimba de la o confluență la alta.

Panta canalului colector este condiționată de diferența de nivel dintre fundul celui mai jos canal de evacuare și nivelul apei în colectorul principal (în general, este de 0,6‰) – figura 4.33.

Trebuie ținut seama și aici că trecerea de la un sector cu debit mai mic la altui cu debit mai mare se face prin lărgirea la fund a albiei canalului și nu prin mărirea adâncimii, iar lărgirea albiei se va face numai la punctele de racordare, prin lărgirea bruscă acolo unde și debitul crește brusc.

În cazul când lățimea fundului depășește 1,50 m, se recomandă și mărirea adâncimii canalului<sup>1</sup>.



**Fig. 4.33.** Profil longitudinal prin canalul colector: 1 – recipient; 2 – canal de evacuare; 3 – canal colector.

<sup>1</sup> Menționăm că la elaborarea unor probleme legate de alegerea terenului pentru orezării și de tehnica amenajării s-au folosit o serie de date și soluții preconizate de prof. ing. P. Munteanu.

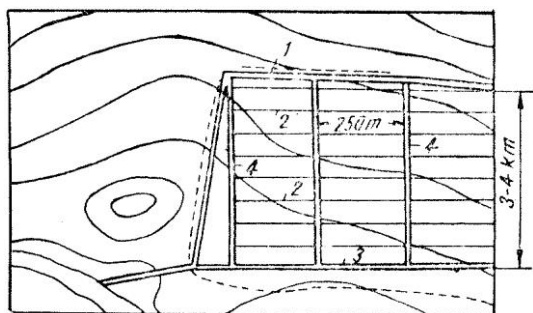
# RECUPERĂRI DE NOI TERENURI ȘI CÂȘTIGARE DE USCAT

Problemele ce se vor trata, pe scurt, se referă la posibilitatea de a transforma în terenuri agricole productive terenurile ocupate de: turbării, albiile vechi de râuri, bălți, smârcuri, lacuri (bazine) sau părți din lacuri, golfuri, plaje – prin lucrări de hidroameliorații.

## 5.1. RECUPERAREA TURBĂRIILOR

După exploatarea zăcămintului de turbă pentru combustibil, fundul carierelor (teren mineral) se ameliorează prin măsuri agrofitehnice și hidroameliorative, pentru a fi redat agriculturii.

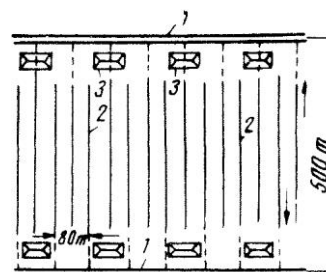
Exploatarea zăcămintului cere o prealabilă desecare, care se poate face în două moduri: *desecare completă* la cote definitive, până la fundul stratului de turbă, și *desecare treptată* în mai multe faze (ani). În primul caz, metoda de desecare este comună desecării terenurilor minerale; în cazul al doilea, operațiile se împart în trei faze: desecare preliminară (se începe cu 3-4 ani înaintea dării în exploatare), desecare de exploatare (cu ajutorul unei rețele suplimentare – de sezon), desecare de fund (care afectează și stratul mineral). Dimensionarea rețelei de canale se face la un modul de 0,3-0,8 l/s·ha. În fig. 5.1 se dă schema unui sistem de desecare a unei suprafețe de turbă, în scopul exploatării ei cu freza.



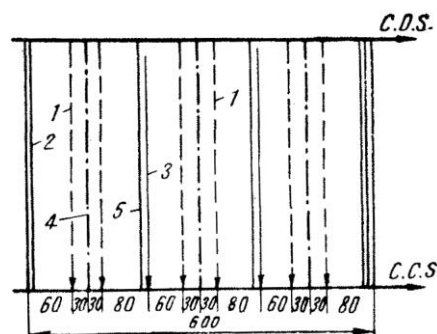
**Fig. 5.1.** Schema sistemului de desecare a unei suprafețe de turbă exploatăă cu freza: 1 – canal de centură; 2 – rețea de regularizare; 3 – canal colector principal; 4 – canale colectoare de sector.

Pentru înlăturarea obstacolelor sau a unor construcții costisitoare (poduri) din calea mecanizării, se poate adopta schema de desecare dată în figura 5.2

În cazul extragerii turbei prin metode hidraulice, sistemul de desecare adoptat trebuie să asigure și gradul de umiditate necesar exploatării, deci, pe lângă canalele de desecare se vor proiecta și canale de aducțiune (fig. 5.3).



**Fig. 5.2.** Schema de desecare a unei suprafețe de turbă exploatăă cu freza, pentru cazul strângerii mecanizate a turbei: 1 – canal colector de sector; 2 – șanțuri de desecare (de parcelă); 3 – utilaj mecanic.



**Fig. 5.3.** Schema de desecare a unei cariere în cazul exploatării turbei prin metoda hidraulică: 1 – canal de aducțiune; 2 – canal de colectare; 3 – șanțuri de colectare sezoniere; 4 – hotarele carierei; 5 – drum.

Distanța  $D$  dintre canalele de colectare (de carieră) se stabilește în raport cu randamentul utilajului ( $a$  – lățimea carierei ce o execută mașina într-un parcurs;  $b$  – lățimea platformei pentru depozitarea turbei), cu numărul de ani de exploatare ( $N = 3-5$  ani) a carierei și cu lățimea căii de acces  $C$  între cariere:

$$D = 4aN + 2b + C$$

În general,  $D = 600-1\ 200$  m – pentru exploatare cu utilaj mecanic, și  $D = 400-700$  m pentru exploatare rudimentară.

Lățimea platformei pentru depozitarea turbei ( $b \approx 150-250$  m) se află în funcție de adâncimea de extracție a turbei ( $h$ ), de numărul de blocuri de turbă – ( $k = 100-150$  buc/m<sup>2</sup>) și de lățimea carierei ( $a$ ):

$$b = \frac{a \cdot k \cdot h \cdot 65}{1.000} \text{ [m]}$$

La proiectarea sistemului de desecare se urmărește o sistematizare riguroasă a terenului, avându-se în vedere modul de exploatare ulterior (teren agricol nou). Fundul carierei se ameliorează în funcție de condițiile climatice și hidrogeologice locale, conform indicațiilor date în capitolul 7.



## 5.2. RECUPERAREA TERENURILOR OCUPATE DE ALBII VECHI, BĂLȚI, SMÂRCURI

Întinsele suprafețe aflate sub formă de bălți sau albiescări, situate îndeosebi în luncile râurilor și în zona de vărsare, pot fi redade agriculturii prin lucrări de colmatare, prin desecare (drenaj) combinată cu măsuri de irigare și chimizare, sau prin transformarea acestora în amenajări piscicole.

Materialul destinat colmatării trebuie analizat în prealabil din punctul de vedere al aptitudinilor pentru agricultură. Metodele de amenajare sunt comune celor prezentate în capitolele 1, 6, 7.

## 5.3. RECUPERAREA TERENURILOR OCUPATE DE LACURI, PĂRȚI DE LACURI SAU BAZINE

Această recuperare se realizează în două feluri: prin desecarea completă a acestora, prin scăderea parțială a nivelului apei. Aceasta reprezintă una din cele mai grele probleme de hidroameliorații care trebuie să aibă la bază temeinice studii: geologice, hidrogeologice și pedologice. Trebuie avută în vedere atât prezența protoxizilor sărurilor alcaline, cât și fenomenul de tasare puternică ce va avea loc în fundul lacului după desecare (30-40% din adâncimea inițială a canalului de desecare). Evacuarea parțială sau totală a apei dintr-un bazin trebuie precedată de un studiu comparativ, legat de atribuțiile pe care le îndeplinea bazinul (regularizarea scurgeri, îmbunătățirea microclimatului, piscicultura, controlul nivelului apei freatice asupra terenurilor din apropiere și rolul sportiv), cu noua destinație (pentru culturi agricole).

Din cele de mai sus rezultă că soluționarea trebuie făcută în concordanță cu toate sectoarele interesate. Nu trebuie neglijat nici în acest caz efectul igienico-sanitar al desecării bălților și al unor lacuri. Pe baza celor expuse s-ar putea aplica: desecarea totală, pentru lacuri mici cu uscare periodică (lacuri de luncă, ce mențin nivelul freatic ridicat, pe terenurile înconjurătoare; lacuri nefolosite, ce constituie focare de malarie etc.), și desecare parțială, pentru lacuri mari cu fluctuații însemnate ale nivelului apei, care lasă liberă în cea mai mare parte a anului o suprafață însemnată de teren (lacuri mari cu maluri plane și acoperite cu un strat subțire de apă).

Desecarea totală se face fie prin colmatare, fie prin evacuarea totală a apei, fie mixt, folosindu-se diguri de centură sau de compartimentare, canale și instalații de evacuare.

Acțiunea intensă de asanare a bălților din Lunca Dunării (Rast, Bistreț, Nedeia, Potelu, Greaca, Iezerul Călărași, Insula Mare a Brăilei, Lacul Brateș) dusă de sectorul hidroameliorativ al țării noastre în anii 1957-1959 a făcut să crească suprafața arabilă a țării cu peste 240.000 ha (luncă și lacuri).

Acțiunea de asanare constituie și o amenajare antimalarică. Ca exemplu se poate cita asanarea lacurilor și bălților din jurul orașului București, prin care s-a amenajat complexul Buftea, Băneasa, Herăstrău, Floreasca-Tei și Cernica și s-au redat agriculturii terenurile inundabile din lunca Dâmboviței între București și Budești.

Desecarea parțială a Lacului Brateș – figura 5.4, a făcut ca din suprafața totală de circa 12.000 ha să rămână permanent sub apă doar 2.000 ha.

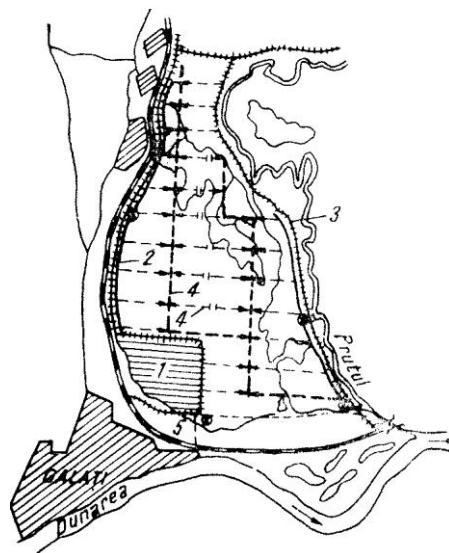


Fig. 5.4. Desecarea parțială a Lacului Brateș: 1 – suprafața propusă a rămâne cu apă ( $S = 2000$  ha); 2 – canal de irigație; 3 – dig; 4 – canale de desecare; 5 – pepinieră piscicolă.

Un exemplu interesant de desecare parțială a unui bazin îl oferă lucrările întreprinse pentru coborârea nivelului în Lacul Sevan (Armenia) – figura 5.5 – unde dintr-o suprafață de 145.000 ha s-au redat agriculturii 120.000 ha, prin coborârea nivelului apelor lacului în decurs de 60 de ani cu circa 50 m.

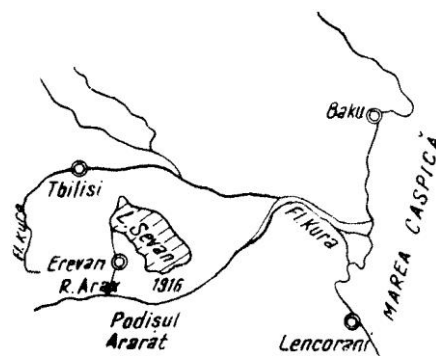


Fig. 5.5. Complexul Sevan-Zanga.

Terenul de pe care s-a evacuat stratul de apă, provenit dintr-un lac – total sau parțial golit – se de-seacă ulterior printr-un sistem de canale deschise sau drenuri, făcute și în scopul aerisirii solului.

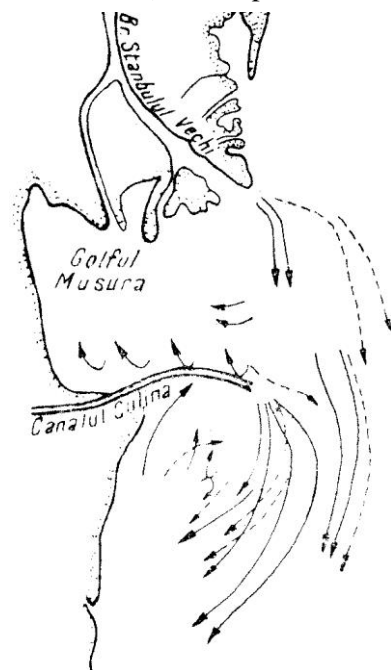
După arătura adâncă (cu eventuala scoatere la suprafață a materialului fin) terenul se amendează și se redă în circuitul agricol (v. cap. 7).

Terenul scos de sub regimul permanent de inundație, fiind pus în condițiile de climă ale zonei respective, trebuie amenajat în conformitate cu noul regim hidrologic creat, reclamând în cele mai frecvente cazuri lucrări de irigații și drenaj.

## 5.4. CÂȘTIGAREA DE USCAT

O importantă categorie de lucrări hidroameliorative sunt acelea pentru câștigare de uscat, prin recuperarea de terenuri scoase de sub dominația apelor mării. În acțiunea ce se întreprinde pentru câștigarea de uscat trebuie folosit, cât se poate mai mult, procesul natural de depuneri și evitat cel opus acestuia, de erodare și surpare a malurilor. Curenții de coastă, transportând și depunând material fin (mâl și nisip) înaintea coastei, o împing în mare, înălțând-o (plajă). Atunci când terenul format pe această cale atinge o cotă de 0,40-0,50 m deasupra apelor obișnuite, el începe să fie populat de prima plantă puțin pretențioasă – *Salicornia herbacea* – care duce la consolidarea terenului și, provocând liniștirea apei încărcate cu aluviuni, urgentază procesul de colmatare (de exemplu zona Deltei Dunării).

Zona de coastă a Mării Negre între gurile Chilia și Sulina prezintă condiții favorabile înaintării uscatului în mare (de exemplu Golful Musura – fig. 5.6).



**Fig. 5.6.** Traiectoriile curenților de suprafață în sectorul Chilia-Sulina, în condițiile vânturilor nordice (*Monografia hidrologică* –1963).

Din cauza procesului de colmatare (turbiditatea curenților în portul Sulina a variat între 260-1.360 g/m<sup>3</sup> – AFDJ – 1958), canalul navigabil al brațului Sulina trebuie mereu (prelungit în mare, pentru a realiza adâncimea necesară navigării vaselor maritime.

Pe coastele mărilor cu flux și reflux se obișnuiește să se execute îndiguirea atunci când terenul format prin depuneri a atins o cotă de 0,40-0,50 m. Îndiguirea se poate executa și mai devreme, cu condiția să se facă o desecare intensă, apa evacuându-se prin pompare.

Digurile pentru câștigarea de terenuri aflate sub dominația apelor mării se construiesc numai de tip in-subsursibil și au rol de baraj.

Pentru a putea lua în cultură terenuri recuperate, care au fost acoperite de mare, sunt necesare o serie de măsuri: evacuarea printr-o rețea de desecare a apei de mare, rămase sau infiltrate în incintă; aerisirea și afânarea solului printr-un drenaj de ventilație; aprovizionarea cu apă dulce a terenurilor desecate în scopul spălării sărurilor, irigații și alimentării cu apă; aplicarea principiilor agrotehnice elaborate pentru luarea în cultură a terenurilor noi.

Un tipic și măreț exemplu de câștigare de uscat de sub apele mării reprezintă lucrările reușite din golful Zuiderzee, cu o suprafață de 3.139 km<sup>2</sup>, din nord-vestul Olandei (fig. 5.7).



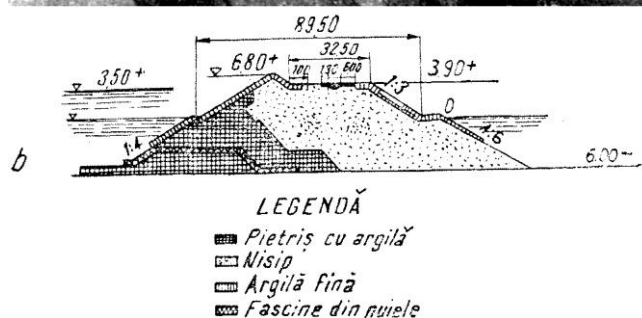
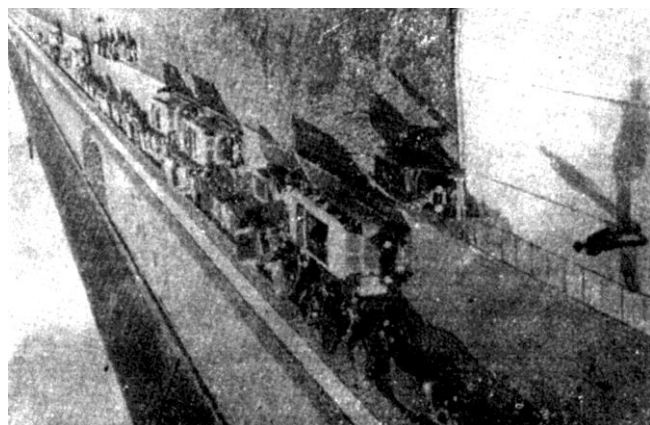
**Fig. 5.7.** Desecarea în Golful Zuiderzee.

Prima lucrare importantă este digul principal de închidere a golfului Zuiderzee, care pornește de la Den Oever, având o lungime de 32 km (construirea lui a început în 1920 și a fost terminată la 28 mai 1932) – fig. 5.8 a, b.

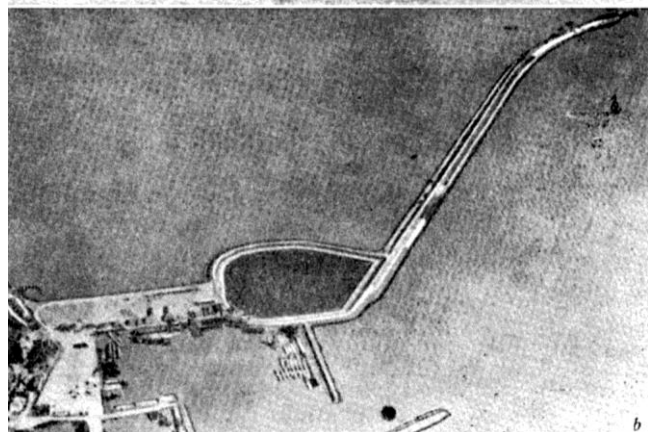
Lucrările de la Zuiderzee au condus la crearea unui lac de apă dulce – lacul Isselmeer, precum și îndiguirea și desecarea succesivă a cinci poldere, în suprafață totală de circa 2.000 km<sup>2</sup>.

Atât construirea digului principal de închidere a golfului Zuiderzee cât și aceea a digurilor de compartimentare a polderelor s-a făcut în apă, folosindu-se material local scos din fundul mării și adoptându-se

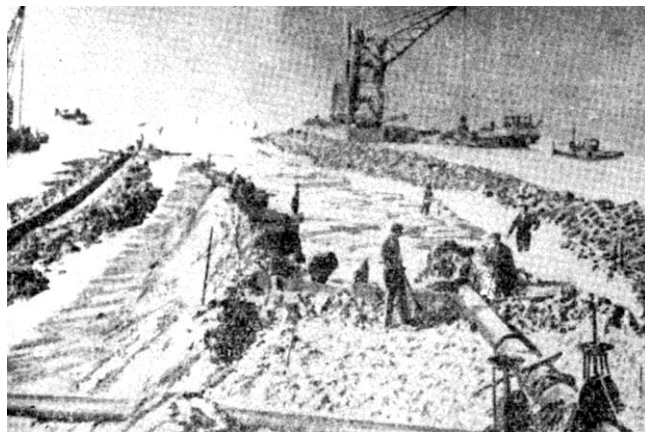
cele mai moderne mijloace mecanice: dragi, dragline, pompe de nămol etc. (fig. 5.9 și 5.10).



**Fig. 5.8.** Digul principal de închidere a Golfului Zuiderzee: a – vedere de ansamblu; b – secțiune transversală.



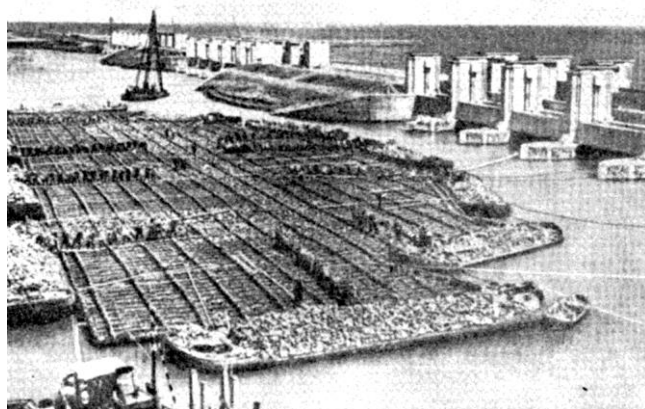
**Fig. 5.9.** Lucrări la digul polderului N.E. lângă URK (vedere din avion): a – detaliu din timpul construcției; b – vedere de ansamblu.



**Fig. 5.10.** Construirea digului lângă Lemmer, cu ajutorul pompelor de nămol.

Pentru consolidarea fundațiilor acestor diguri, s-au scufundat pe zona de amplasare saltele de fascine lestate (fig. 5.11). Pentru a fi carosabile, digurile au fost prevăzute cu străzi pavate și asfaltate.

Din cele cinci poldere, cel nord-vestic (polderul Wieringermeer) în suprafață de 2.500 ha și polderul Flevolandul de est sunt amenajate, complet sistematizate, desecate și date în cultură (fig. 5.12).



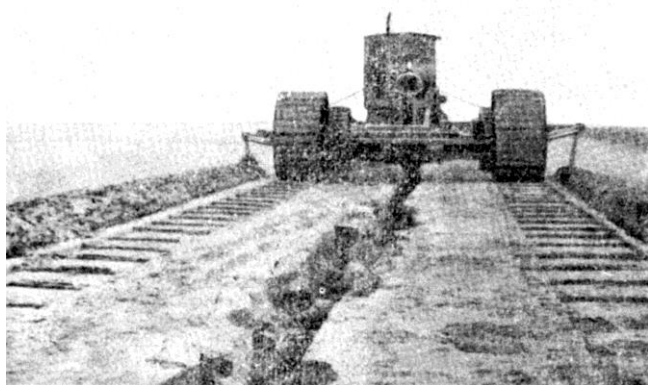
**Fig. 5.11.** Saltele de fascine destinate consolidării fundației digului și stăvilarului de la Den Oeven, în timpul transportului.



**Fig. 5.12.** Sistematizarea polderului Wieringer (văzut de sus).

Îndiguirea și desecarea polderului Wieringermeer a durat de la 1932 la 1949, iar a polderului Flevolandul de est a durat de la 1950-1957. În continuare s-a lucrat la asanarea polderelor Flevolandul de sud și Markerwaard.

În procesul de fertilizare a terenului din fundul mării s-au întreprins o serie de acțiuni: scoaterea la suprafață a materialului fin (fig. 18.13), drenarea, spălarea sărurilor, irigarea și amendarea.



**Fig. 5.13.** În scopul fertilizării se scoate materialul mai fin de la 1,5-3 m adâncime.

Soluțiile de amenajare interioară au fost bazate pe studii experimentale de teren și laborator; s-au amenajat câmpuri pentru desalinizare și desecare (fig. 5.14); s-au întreprins experiențe asupra culturilor ș.a.

Pe o suprafață de circa 200.000 ha, ocupată altădată de apele mării, harnicul și talentatul popor olandez desfășoară o activitate agro-economică, industrială și culturală înfloritoare.



**Fig. 5.14.** Câmpuri experimentale în polderul amenajat, pe un teren destinat culturilor agricole.

În prezent, în Olanda, suprafața recuperată pe seama apelor mării și lacurilor reprezintă circa 2/5 din întregul teritoriu al țării.

Specialiștii olandezi au trecut la realizarea în decurs de 25 ani a unui proiect numit „Planul Delta” (lucrările au fost începute în 1956). Prin acest plan s-a urmărit închiderea a trei din cele cinci brațe ale mării, din provincia Zeeland (v. fig. 5.7 – II). Cel de nord și cel de sud vor rămâne deschise pentru ieșire la portul Rotterdam și portul belgian Anvers. Până în prezent a fost construită o insulă artificială pe brațul Haringvliet, având o lungime de 1.500 m și o lățime de 800 m. Se desfășoară lucrările de executare a celor 17 ecluze ale barajului, pe unde apele Memsei se vor scurge în Marea Nordului. După ce se vor executa digurile, va trebui evacuată apa și apoi terenurile vor fi prelucrate, ca și la polderele din Zuiderzee.

# DRUMURI ȘI PERDELE DE PROTECȚIE ÎN SISTEMELE DE IRIGAȚII ȘI DESECĂRI

## 6.1. DRUMURI, CONDIȚII GENERALE

Proiectarea corectă a unui sistem hidroameliorativ include și drumurile și perdelele de protecție. Caracteristica drumurilor în unitățile ameliorative constă în aceea că traseele lor sunt condiționate de existența rețelei de canale, de cele mai multe ori însoțind aceste canale. Construirea rețelei de drumuri se face în același timp cu construirea rețelei de canale și în concordanță cu instrucțiunile tehnice ale Direcției generale a drumurilor.

Rețeaua de drumuri proiectată într-un sistem hidroameliorativ trebuie: să asigure posibilitatea de acces cu mașinile pe oricare sector și transportul ușor al produselor și altor materiale; să deservească în bune condiții toate necesitățile de exploatare ale sistemului; să asigure construcția cu un minimum de cheltuieli; să fie asigurate împotriva inundației.

### 6.1.1. PĂRȚILE COMPONENTE ALE DRUMURILOR. CONDIȚII DE PROIECTARE ȘI EXECUȚIE

Suprafețele ocupate de drumuri nu trebuie să depășească, în general, 1-2% din suprafața amenajată. Drumurile interioare de sector, delimitate de șanțuri de colectare, se fac în mod obișnuit neprofilate, restul drumurilor principale de acces, de exploatare a unor elemente importante (CPI etc.), se indică a se executa de tip „profilat” (fig. 6.1), cuprinzând: partea carosabilă (calea pentru circulația vehiculelor), acostamentele, șanțurile pentru colectarea apelor de scurgere.



Fig. 6.1. Secțiune transversală prin drum.

Partea carosabilă și acostamentele (sau trotuarele) formează *suprastructura* drumului. *Infrastructura* este partea care susține suprastructura și care transmite sarcinile terenului, cuprinzând terasamentele sau lucrările de pământ și lucrările de artă executate în terasamente. Terasamentele drumurilor sunt alcătuite dintr-o parte orizontală – platforma – pe care se execută suprastructura și din părțile laterale – taluzele.

Traseul drumurilor urmărește, în majoritatea cazurilor, traseul canalelor de irigații și desecări, fiind paralel cu acestea – în cazul canalelor de aducțiune-distribuiție și colectare-evacuare. În restul cazurilor se încadrează în planul de organizare și sistematizare a teritoriului.

Traseul unui drum reprezintă proiecția axei lui în plan, fiind format din aliniamente și curbe. Curbele ce racordează aliniamentele sunt, de obicei, arce de cerc. La trecerea prin curbă, vehiculele, datorită forței centrifuge, au tendința să se deplaseze lateral (derapaj), ce se poate evita prin executarea suprafeței curbe cu o înclinare transversală  $i$  (dever), a cărei valoare variază în funcție de rază și felul circulației ( $i = 6-10\%$ ).

Viteza maximă admisă într-o curbă de rază  $R$  este dată de relația:

$$V = \sqrt{127R(f+i)} = 11,275\sqrt{R(f+i)} \quad (6.1)$$

în care:

$f$  este coeficient de frecare.

Lungimea maximă a unei curbe trebuie să fie egală cu  $1,4V$ , în care  $V$  este viteza de proiectare ( $V < 40$  km/oră).

În curbe, calea trebuie lărgită cu o mărime (figura 6.2):

$$e = B_c - B_a$$

în care:

$$B_a = B_1 + B_2 + a + b + c$$

și

$$B_c = B'_1 + B'_2 + a + b + c;$$

$B_1$  și  $B_2$  sunt lățimile a două vehicule;

$a, b, c$  – spații de siguranță;

$B'_1, B'_2$  – spațiile necesare vehiculelor pentru înscrierea lor în curbă).

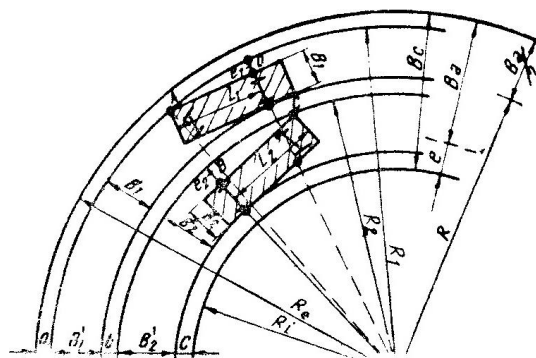


Fig. 6.2. Supralărgirea căii în curbă.

Supralărgirea (uniformă în curbă) se face, în general, în partea interioară a curbei, însă se poate executa și în partea exterioară (fig. 6.3).

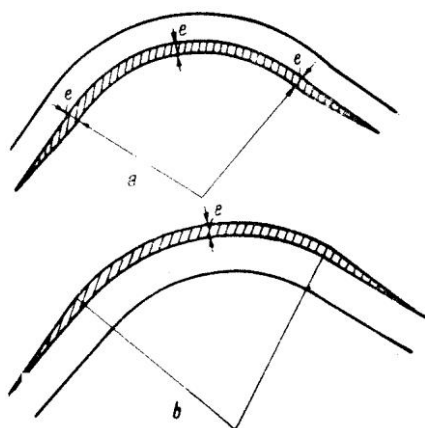


Fig. 6.3. Executarea supralărgirii căii în curbă:  
a – în interior; b – în exterior.

Pentru curbe cu raza de 100-150 m, lățimea drumurilor se mărește cu 0,5-1,0 m.

Terasamentele pot fi sub formă de rambleu, debleu sau cu profil mixt, după cum linia roșie (linia proiectată a drumului) trece deasupra liniei negre (linia terenului), dedesubtul ei sau o întretaie (fig. 6.4).

Pentru a evita lucrările mari de rambleu, trecerea drumurilor peste depresiuni, văi, căi ferate etc., se poate face prin viaducte, iar dacă debleul ar trebui să fie prea adânc, ca în cazul traversării unor boturi de deal etc., trecerea drumurilor se poate face prin tunele.

Executarea drumurilor făcându-se concomitent cu aceea a canalelor, pământul necesar drumurilor în rambleu se ia din executarea canalelor de colectare-evacuare alăturate, sau în cazul executării și a canalelor în rambleu, din gropi de împrumut comune, interioare canalului (v. cap. 2) sau exterioare. În cazul gropilor de împrumut exterioare trebuie să se asigure evacuarea apelor, ceea ce se realizează prin executarea lor cu pante transversale de 2-4% în direcția rambleului, când lățimea este mai mică de 10 m (fig. 6.5, a) și cu două pante, spre mijloc, când lățimea este mai mare de 10 m (fig. 6.5, b).

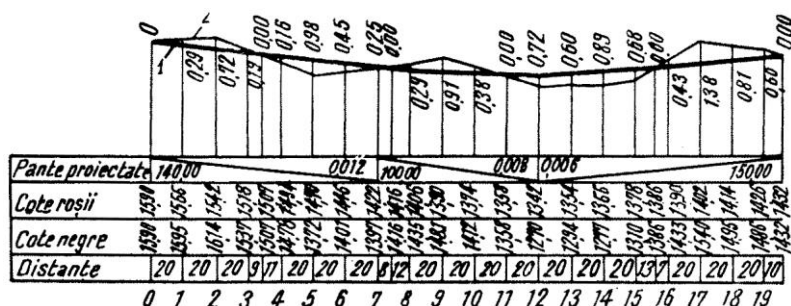


Fig. 6.4. Exemplu de profil longitudinal al unui drum: 1 – linia roșie;  
2 – linia neagră.

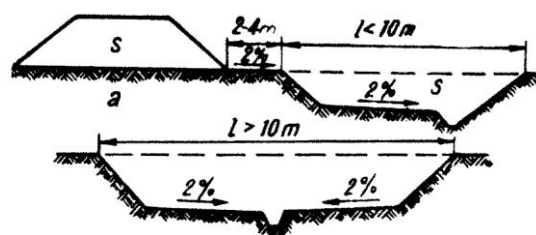


Fig. 6.5. Amenajarea gropilor de împrumut pentru drumurile în rambleu: a – cu o pantă transversală; b – cu două pante transversale.

Proiectarea și executarea lucrărilor de terasamente se vor face coordonat cu cele pentru canale și diguri din sistemele hidroameliorative.

Drumurile în debleu se execută atunci când linia roșie trece pe sub nivelul terenului. Pământul rezultat din executarea debleurilor se întrebuințează fie la construirea unor canale de irigație în rambleu, fie la colmatarea artificială a anumitor depresiuni, albiei părăsite, fie se dispune în lungul traseului.

Șanțurile ce se execută de o parte și de alta a drumului pot fi cu secțiuni triunghiulară (fig. 6.6, b) sau trapezoidală (fig. 6.6, a).

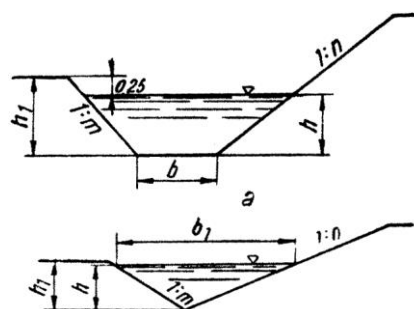


Fig. 6.6. Secțiuni ale șanțurilor laterale: a – secțiune trapezoidală; b – secțiune triunghiulară.

Apele colectate de șanțurile laterale ale drumurilor sunt evacuate în canalele de desecare sau în rețeaua de colectare – evacuare a sistemului de irigație.

Apele subterane, care influențează defavorabil rezistența și stabilitatea terasamentelor, sunt colectate și evacuate pe lângă rețeaua de desecare și prin drenuri (orizontale sau verticale), special amenajate în zona drumurilor.

La executarea rambleelor, în cazul existenței unor pământuri de naturi diferite, trebuie avut în vedere modul de așezare a straturilor: straturile mai puțin permeabile vor fi așezate deasupra, iar straturile impermeabile vor fi prevăzute cu două pante pentru scurgerea apelor ce se infiltrază.

Partea carosabilă a drumurilor se face convexă cu o pantă de 1/40. Straturile de la suprafața părții carosabile, care formează îmbrăcămintea, în funcție de durata de func-



ționare, se pot grupa în: îmbrăcămînți provizorii, semipermanente și permanente. În sistemele hidroameliorative se execută drumuri cu una sau două benzi de circulație, cu îmbrăcămînți de pământ, împietruite sau pavate; în cazuri bine justificate se va prevedea folosirea unor îmbrăcămînți moderne, definitive. După „Normativele privind proiectarea drumurilor în sistemele hidroameliorative” din 1965 se pot proiecta următoarele tipuri de sisteme rutiere: *tip I* – sisteme rutiere din pământ și pământ îmbunătățit; *tip II* – din împietruiri simple, alcătuite dintr-un singur strat; *tip III* – din împietruiri simple, alcătuite din două straturi, unul formând fundația și altul îmbrăcămîntea de uzură; *tip IV* – sisteme rutiere alcătuite cu stratul de uzură din împietruire de tip macadam sau pavaj de piatră brută, sau bolovani, așezate pe un strat portant; *tip V* – sisteme rutiere cu fundație din pământ stabilizat, protejate cu covoare asfaltice; *tip VI* – sisteme rutiere cu îmbrăcămînt de macadam protejat cu tratamente superficiale sau cu covoare asfaltice și cu îmbrăcămînt de macadam asfaltic sau cimentat; *tip VII* – sisteme rutiere moderne, cu îmbrăcămînți asfaltice sau din beton de ciment.

Tipul de îmbrăcămînt se alege în funcție de tonajul minim brut pe zi în medie anuală: pentru un tonaj brut 100 t/zi – pământ sau pământ îmbunătățit; 100-250 t/zi – consolidare cu balast sau nisip; 250-500 t/zi – macadam; 500-1 000 t/zi – macadam protejat cu tratament superficial dublu; 1000-2000 t/zi – macadam protejat cu tratament superficial triplu, întărit sau macadam asfaltic sau cimentat; 2000-3000 t/zi – covor asfaltic pe macadam asfaltic sau cimentat din beton asfaltic; peste 3000 t/zi – îmbrăcămînt artificială definitivă din beton asfaltic, beton de ciment sau pavaje de piatră.

Acostamentele, încadrând drumul, împiedică deplasarea materialelor sub acțiunea circulației, asigură scurgerea apelor de pe partea carosabilă, permit circulația pietonilor și încrucișarea vehiculelor, precum și supralărgirea părții carosabile și depozitarea materialelor. Acostamentele au o pantă transversală spre taluz de 4-5% și o lățime ce variază în funcție de destinație, între 0,50 și 2,50 m. Suprafața acostamentelor se consolidează cu pietriș, nisip, piatră spartă etc.

### 6.1.2. CONDIȚII DE EXECUȚIE A DRUMURILOR PE TERENURI CU CAPACITATE PORTANTĂ REDUSĂ

Construirea drumurilor într-o zonă desecabilă se deosebește într-o oarecare măsură de felul cum se construiesc drumurile în teren sănătos, rezistent. În unitatea desecabilă, care poate fi o mlaștină, un fund de baltă, o turbărie etc., construirea drumului reclamă o fâșie de teren cu o lățime de minimum 10 m, uscată și

rezistentă, pentru ca drumul ce se construiește să suporte, fără a se deforma, greutatea mașinilor care circulă pe el.

Executarea rambleelor pe terenuri cu capacitate portantă redusă se poate face în două moduri: a. prin executarea rambleului direct pe suprafața mlaștinii; b. prin îndepărtarea terenului slab și executarea rambleului pe teren sănătos.

În primul caz, rambleul se va scufunda sub greutatea proprie, până ce ajunge la o poziție limită de echilibru (fig. 6.7) sau când stratul cu capacitate portantă redusă are o adâncime de maximum 4-5 m se poate executa drenarea lui prin tranșee longitudinale (fig. 6.8, a) sau prin puțuri verticale (fig. 6.8, b).

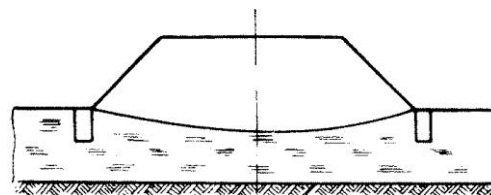


Fig. 6.7. Executarea rambleului pe teren mlaștinos.

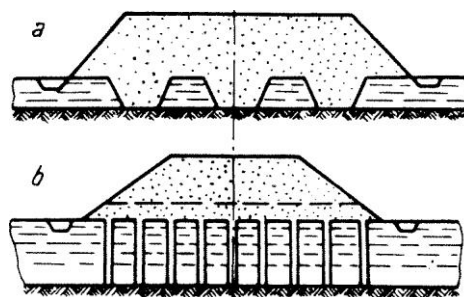
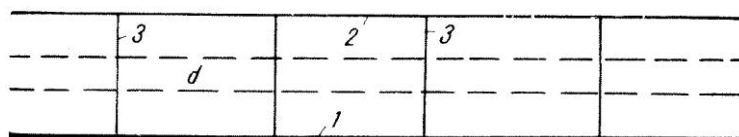


Fig. 6.8. Drenarea fundației rambleelor: a – cu tranșee longitudinale; b – cu drenuri verticale

În cele mai multe cazuri, desecarea fâșiei de teren destinată pentru un drum se face prin săparea a două șanțuri de o parte și de alta a acestei fâșii – care se varsă într-un canal de colectare al sistemului de desecare. Este indicat ca unul din aceste șanțuri să fie chiar un canal al rețelei de desecare, învecinat cu drumul, iar de cealaltă parte să se construiască un șanț obișnuit. Materialul rezultat din săparea celor două șanțuri se depozitează pe platforma drumului. În cazul când sub terenul de fundație al drumului se găsește un strat subțire de turbă, acesta trebuie îndepărtat și drumul se construiește pe pământul mineral așezat sub stratul de turbă. Dacă stratul de turbă este gros și nu poate fi îndepărtat, fâșia de teren destinată drumului trebuie în prealabil desecată prin șanțuri paralele longitudinale și transversale (fig. 6.9) și numai după ce se constată că a avut loc și tasarea, drumul poate fi amenajat.

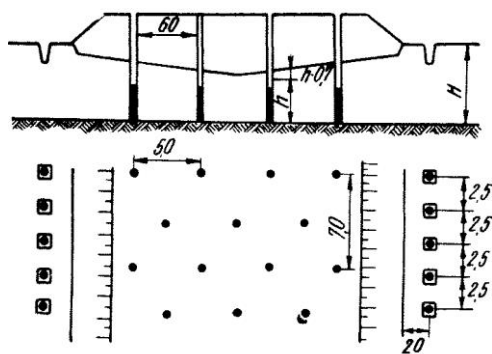
Înainte de construirea drumului, după terminarea desecării și tasării fâșiei de teren, rigolele transversale de desecare se astupă cu material filtrant (prăjini de lemn, fascine sau piatră).



**Fig. 6.9.** Desecarea fâșiei de teren destinată construirii drumului: d – traseul drumului (drum principal de exploatare); 1 – canalul sistemului de desecare (canal de colectare și evacuare); 2 – șanțul drumului (rigolă); 3 – rigole transversale de desecare.

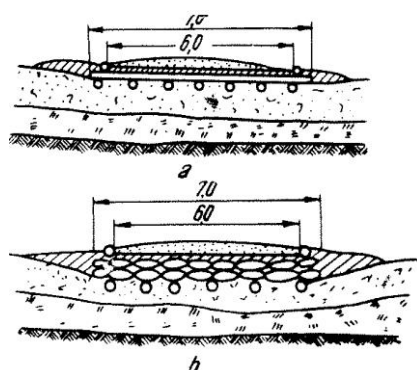
În cazul când fâșia de teren pe care urmează să se construiască drumul este mlăștinoasă și dacă construirea drumului poate fi întârziată, este preferabil să se aștepte până când canalele construite au completat desecarea ei și s-a produs tasarea.

Pentru cazul când rambleul trebuie să se execute direct pe teren sănătos, stratul de turbă sau nămol este îndepărtat prin procedee mecanice, hidromecanice sau cu ajutorul explozivilor (fig. 6.10).



**Fig. 6.10.** Scufundarea rambleului cu explozivi.

În cazul mlăștinilor cu nămol fluid, în lucrări provizorii sau de mare urgență, cum sunt restabilirea circulației, crearea căii de acces a utilajelor terasiere necesare execuției canalelor de desecare ș.a., în locul rambleului se poate amenaja o podină flotantă (fig. 6.11) construită din mai multe straturi de bârne sau fascine.



**Fig. 6.11.** Podină flotantă: a – executată pe bile; b – executată pe fascine.

Drumurile și canalele mari trebuie să fie însoțite de linii telefonice și puțuri pentru controlul nivelului freatic.

### 6.1.3. DRUMURILE ÎN SISTEMLILE DE IRIGAȚII ȘI DESECĂRI

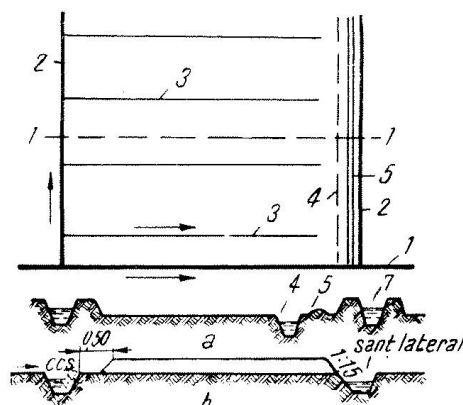
Rețeaua de drumuri din sistemele hidroameliorative este alcătuită din drumuri de interes general sau public (șosele naționale, județene și comunale) și din drumuri de interes special (drumuri care deservește sistemul propriu-zis).

Primele cad în sarcina inginerilor specialiști constructori de drumuri, iar ultimele, în sarcina inginerilor care proiectează sistemul de irigație sau de desecare.

Drumurile de interes special cuprind atât drumurile pentru exploatarea și întreținerea lucrărilor hidroameliorative cât și drumurile pentru exploatare agricolă.

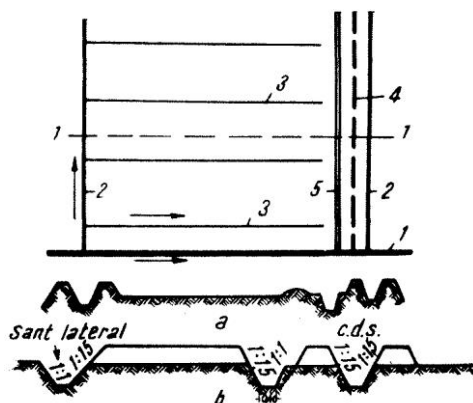
Drumurile dintr-un sistem de irigație se împart în patru grupe: *drumuri de acces* care fac legătura între drumurile de interes general și drumurile principale ale sistemului sau secțiile gospodăriilor; *drumuri principale*, al căror rol este de a asigura comunicația între diferitele secții, ferme, puncte de exploatare din interiorul gospodăriei, grupe de sectoare de irigație etc.; *drumuri secundare* (drumuri de exploatare de sector), care asigură accesul în fiecare sector sau solă; *drumuri de întreținere-exploatare* cu rol exclusiv al întreținerii și exploatarei canalelor, centrelor de priză – evacuare și instalațiilor sistemului; se prevăd atunci când celelalte drumuri nu pot îndeplini acest rol.

*Drumurile secundare* se pot amplasa paralel cu latura lungă a sectorului în următoarele două feluri – la capătul din aval al sectorului de irigație, drumul 5 fiind așezat între canalul colector de sector 4 și canalul distribuitor de sector 7 din aval (fig. 6.12) sau alături de canal colector de sector, în partea dinspre sectorul de irigație (fig. 6.13).



**Fig. 6.12.** Schema amplasării drumului într-un sector de irigație (varianta I): a – secțiunea 1-1; b – profil prin drumul secundar; 1 – canal principal de irigație; 2 – canal distribuitor de sector; 3 – canal provizoriu; 4 – canal colector de sector; 5 – drum secundar.

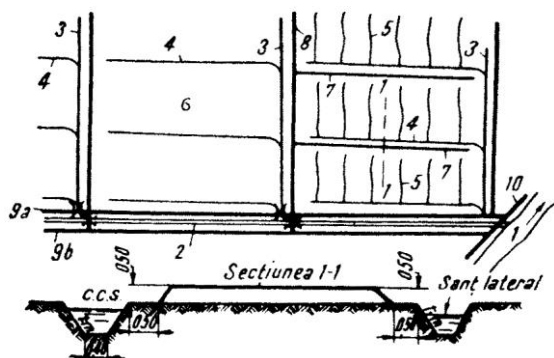




**Fig. 6.13.** Schema amplasării drumului într-un sector de irigație (variante a II-a): a – secțiunea 1-1; b – profil prin drumul secundar; 1 – canal principal de irigație; 2 – canal distribuitor de sector; 3 – canal provizoriu; 4 – canal colector de sector; 5 – drum secundar.

Prima variantă asigură drumul împotriva inundației; în acest caz, pentru construirea drumurilor este folosită o parte din fâșia de teren dintre evacuare și alimentare, iar pe rest se plantează perdeaua de protecție. În cazul celei de-a doua variante, costul construcției drumului va fi mai ridicat, datorită numărului sporit de podețe necesare pentru evacuarea pe sub drum a apelor colectate de către șanțurile de colectare.

Ca și la sistemele de irigație, drumurile secundare ale sistemului de desecare se trasează paralel cu canalele de colectare și evacuare (fig. 6.14) în mai multe scopuri și anume: pentru a putea folosi la construirea lor pământul rezultat din săparea canalelor de colectare-evacuare; pentru a fi ferite de inundație; pentru a permite accesul cu ușurință în sectoarele desecabile.



**Fig. 6.14.** Amplasarea drumurilor într-un sistem de desecare: 1 – recipient; 2 – canal principal de evacuare; 3 – canal colector principal; 4 – canal colector de sector; 5 – elemente de desecare-regularizare (șanțuri, rigole, drenuri); 6 – sector desecabil; 7 – drum de exploatare de sector; 8 – drum principal; 9, a – drum de acces situat pe partea stângă a canalului principal de evacuare; 9, b – drum de acces situat pe partea dreaptă a canalului principal de evacuare; 10 – drum de interes public.

Lungimea drumurilor secundare 7 este egală cu lungimea canalelor colectoare de sector 4 de-a lungul

căroră sunt trasate, iar distanța dintre ele este egală cu distanța dintre aceleași canale.

Lățimea platformei unui drum de exploatare variază între 4,5 și 6 m; împreună cu acostamentele și șanțurile de scurgere ajunge la 7,5 m.

*Drumurile principale* 8 se duc pe marginea secțiilor, paralele cu latura îngustă a acestora, deci perpendiculare pe cele secundare, pe care le unesc între ele. Amplasarea acestor drumuri se proiectează de obicei, de-a lungul canalelor CCP (în cazul desecării) sau al CPI (în cazul irigației) și au lățimi de 8-10 m.

*Drumurile de acces* 9 au lățimi ce variază de la 8-10-12 m, în funcție de condițiile generale economice. În ceea ce privește drumul de acces al unei unități desecabile (v. fig. 6.14), acesta poate fi dus de o parte sau de alta a CPE (2). Soluția va fi dictată de condițiile naturale și tehnico-economice locale (vezi fig. 6.14).

## 6.2. PERDELE DE PROTECȚIE

### 6.2.1. ROLUL ȘI AMPLASAREA PERDELELOR DE PROTECȚIE

În sistemul de irigație se folosesc perdele de protecție a câmpurilor, ce au rolul de a reduce acțiunea vânturilor; perdele pentru umbrirea canalelor, care protejează canalele împotriva acoperirii cu vegetație acvatică, reducând totodată pierderile de apă prin evaporare; plantații pentru consolidarea malurilor și taluzelor și pentru protejarea lor împotriva acțiunii valurilor; perdele pentru coborârea nivelului apelor freatice.

Pentru sistemele de irigații se recomandă perdelele de protecție semi-penetrabile (specii înalte și arbuști). Modificarea vitezei vântului, realizată cu ajutorul perdelelor, are influență asupra elementelor microclimatice – umiditatea relativă a aerului, temperatura aerului și a solului, evaporarea etc.

Umiditatea relativă a aerului sporește cu circa 5-7% pe o zonă până la 500 m, iar cea absolută, cu circa 2 mm. Influența termică a perdelelor este rezultatul faptului că în prima jumătate a zilei ele favorizează încălzirea și deci, temperatura solului crește, pe când în a doua jumătate a zilei, începe influența de răcire a perdelei, care durează și în tot timpul nopții. În medie, amplitudinile zilnice ale temperaturii sub influența perdelelor de protecție, în comparație cu câmpul deschis, variază între  $\pm 1^\circ\text{C}$ . Reducerea evaporării, datorită influenței perdelelor de protecție, este legată de factorii de care depinde fenomenul de evaporare: vânt, temperatură și umiditate.

Adâncimea zonei în care se manifestă influența perdelelor de protecție asupra evaporării este proporțională cu viteza vântului (fig. 6.15).

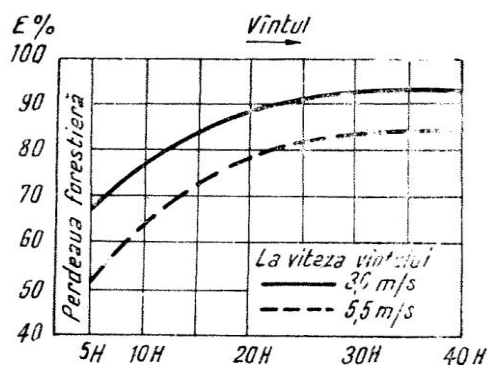


Fig. 6.15. Influența perdelelor de protecție asupra evaporării, în raport cu distanța și viteza vântului.

În ceea ce privește amplasarea perdelelor de protecție, se recomandă plantarea lor de-a lungul tuturor canalelor permanente.

În cazul când canalele mari permanente sunt orientate perpendicular pe direcția vântului dominant, se recomandă să se planteze perdele de protecție în trei, patru rânduri (fig. 6.16).

Pe rânduri, distanța dintre arbori este de 1-2 m, iar pentru tute, această distanță este de 0,75 m. Intervalul dintre rânduri este de 1,5-2,0 m. De-a lungul canalelor permanente care au o direcție paralelă cu aceea a vântului dominant, se recomandă ca în componența perdelei de protecție să intre arbori și arbuști în proporție de 1:1 (fig. 6.17). Perdeaua este formată din două rânduri, așezate câte unul de o parte și de alta a canalului.

De-a lungul canalelor magistrale și a canalelor de distribuție mari se recomandă ca plantarea perdelelor de protecție să se facă în șase rânduri, câte trei de fiecare parte a canalului.

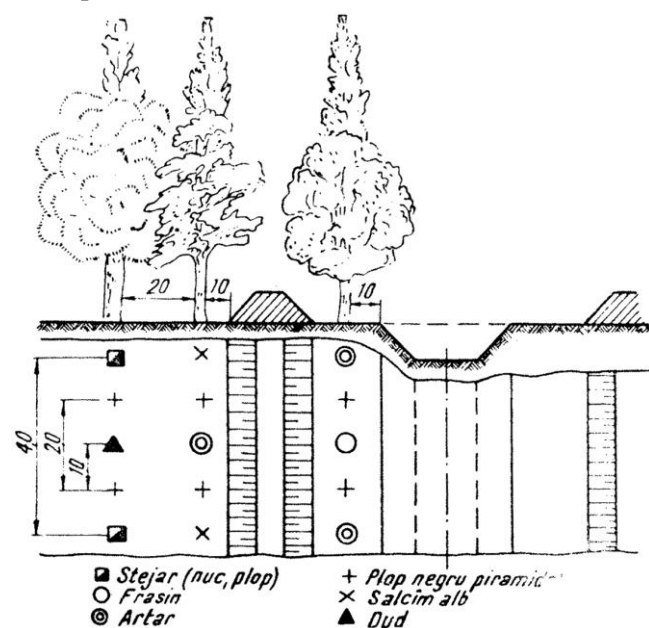


Fig. 6.16. Perdea de protecție în trei rânduri, de-a lungul unui canal permanent.

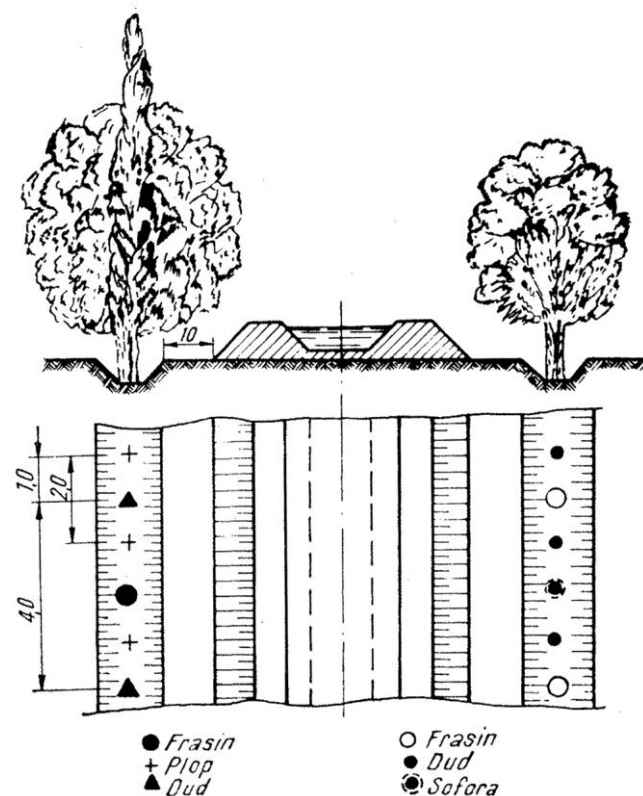


Fig. 6.17. Perdea de protecție în două rânduri, de-a lungul unui canal permanent.

De-a lungul drumurilor se recomandă plantarea în două rânduri (cu pomi fructiferi, pe cât posibil).

Perdelele de umbră se fac pe rețeaua de canale de colectare și pe porțiunile canalelor de alimentare ce au tendința de a se acoperi cu vegetație (fig. 6.18).

Perdelele de pe malurile bazinelor de regularizare din sistemele de irigație se fac pentru a se evita acțiunea distrugătoare a valurilor (fig. 6.19 și 6.20).

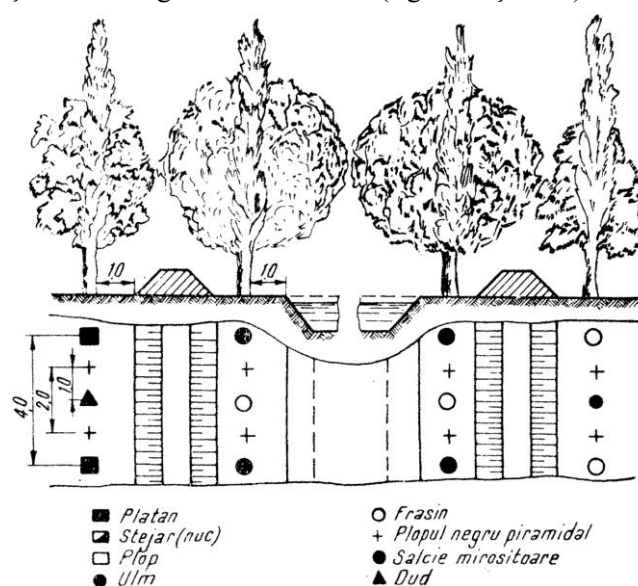
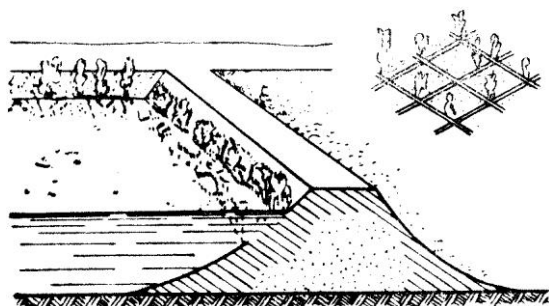
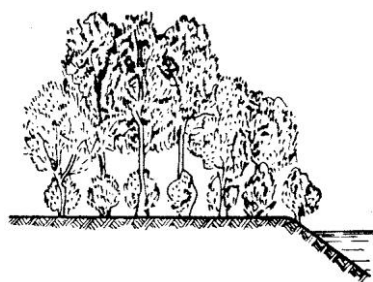


Fig. 6.18. Perdea de protecție pentru umbră în patru rânduri.



**Fig. 6.19.** Plantații silvice pentru protejarea taluzului împotriva acțiunii valurilor.



**Fig. 6.20.** Plantații pe marginea bazinelor de regularizare.

Plantațiile pentru reducerea nivelului apelor fre-atice se amplasează în terenurile înmlăștinate sau cu predispoziție la înmlăștinare. Datorită transpirației in-tense a vegetației lemnoase din perdele și consumului mare de apă legat de aceasta (peste 10.000 m<sup>3</sup>/ha an), se observă o coborâre a nivelului apelor freatice.

În sistemele de desecare, perdelele de protecție se amenajează după același principiu ca și în sistemele de irigație, cu deosebirea că dacă în sistemele de iriga-ție au rolul de a reduce pierderile de apă prin evaporație, în sistemele de desecare au rolul de a mări consumul de apă din teren (v. „Desecarea biologică”). Perdelele de protecție se dispun după aceleași norme ca și la siste-mele de irigație, paralele cu canalele permanente, însă alegerea esențelor trebuie să corespundă cerințelor de desecare.

## 6.2.2. COMPONENTE ȘI MĂRIMEA PERDELELOR DE PROTECȚIE

Factorii de care depinde componența plantațiilor sunt: mărirea plantației respective, pe de o parte, și condițiile de climă și de sol, pe de altă parte; se indică, în general, plantațiile pomicole.

Pentru perdelele de protecție împotriva vântului se recomandă arbori cu un sistem radicular puternic și pentru a obține eficacitatea maximă, perdelele se am-plasează perpendicular pe direcția vântului. În cazul când direcția vântului este paralelă cu perdeaua, efica-citatea ei se reduce cu 1/3-1/5.

Pentru perdelele destinate a umbri canalele, se recomandă plantații arborescente, cu coroană stufoasă sau pentru canale mici, tufe.

Plantațiile făcute împotriva acțiunii distrugătoa-re a valurilor se compun din tufe cu un sistem radicular întins și puternic (salcia).

# SISTEME HIDROAMELIORATIVE PENTRU REGLAREA BILATERALĂ A REGIMULUI DE APĂ ÎN SOL

*Necesitatea reglării bilaterale și metode de regularizare.* În scopul reducerii suprafețelor ocupate de canale și al cheltuielilor de investiții, în scopul economisirii apei, precum și în scopul realizării unei reglări automate – spre care se tinde – a regimului de apă în sol, tehnica hidroameliorativă a realizat o serie de metode, ca:

- 7.1 – metoda opririi sau reducerii scurgerii;
- 7.2 – metoda aducerii de apă și substanțe nutritive din alte surse pentru completarea deficitului;
- 7.3 – metoda mixtă și combinată pentru desecare, desalinizare și irigații (drenaj vertical) ș.a.

## 7.1. METODA OPRIRII SAU REDUCERII SCURGERII

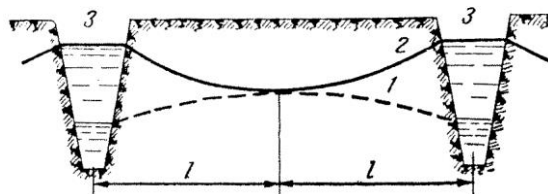
Se poate aplica terenurilor nesalinizate și fără pericol de salinizare, cu o permeabilitate bună și în condițiile existenței unei ape locale suficiente și de calitate.

Reglarea regimului de apă în sol se poate face: a) prin manevrarea dispozitivelor de barare a scurgerii (manuală, mecanică, telecomandă etc.) – *sisteme reversibile*; b) prin reglarea umidității, pe baza creării unui vacuum în conductele de drenaj pentru irigații – *sisteme de irigație subterană cu vacuum*; c) prin folosirea drenajului cârțiță – *sisteme de drenaj dublu*.

### 7.1.1. METODA REGLĂRII SCURGERII CU AJUTORUL DISPOZITIVELOR DE BARARE

Instalațiile din sistemul de desecare care, prin oprirea sau reglarea scurgerii, contribuie la menținerea în sol a unui nivel oarecare al apei, pentru asigurarea optimului de umiditate (în stratul activ de sol), în funcție de metoda de desecare, sunt: în cazul drenajului, de tipul puțurilor cu stăvilare subterane; în cazul canalelor deschise, de tipul stăvilarelor cu una sau mai multe vane.

În figura 7.1 este redat modul cum acționează un canal de desecare 3 asupra pânzei de apă freatică în ambele cazuri: *fără barare* (curba de desecare 1) și *cu barare* (curba de infiltrație 2).



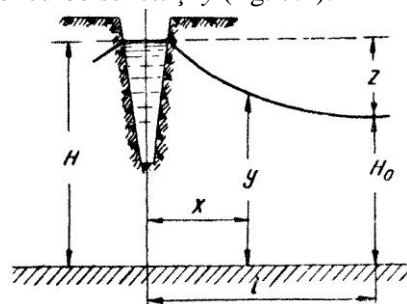
**Fig. 7.1.** Influența canalelor de desecare și a instalațiilor de barare de pe ele asupra pânzei de apă freatică: 1 – curba de desecare; 2 – curba de infiltrație; 3 – canal de desecare.

Oprind scurgerea apei prin manevrarea dispozitivelor, se reglează nivelul apelor freatice și se obține încetinirea ritmului lui de coborâre sub influența evaporației și transpirației. Această coborâre  $\Delta H$ , în timpul  $\Delta T$ , va rezulta din diferența dintre intensitatea evapotranspirației  $e$  și infiltrația apei în sol datorită precipitațiilor  $P_0$  din această perioadă de timp, deci:

$$\delta \cdot \Delta H = e \cdot \Delta T - P_0 \quad (7.1)$$

În unele cazuri, cu toată bararea scurgerii din canale, curba de infiltrație scade, datorită pierderilor mari sub limita normei de desecare, astfel că trebuie adus un debit de apă suplimentar  $Q$  din alte surse.

Pentru determinarea ecuației curbei de infiltrație se consideră cazul când, la un moment dat, coordonatele acestei curbe sunt  $x$  și  $y$  (fig. 7.2).



**Fig. 7.2.** Elementele curbei de infiltrație.

Scăzând din debitul infiltrat pe distanța  $l$  debitul infiltrat pe distanța  $(x)$  și repartizându-l pe unitatea de lungime, se obține:

$$\frac{Q_0 l - Q_0 x}{l} = Q_0 \left( 1 - \frac{x}{l} \right) \quad (7.2)$$

Conform relației lui Darcy se poate scrie:

$$Q_0 \left( 1 - \frac{x}{l} \right) = -ky \frac{dy}{dx} \quad (7.3)$$

După integrare se obține ecuația curbei de depresiune sub forma:

$$y^2 = H^2 - \frac{Q_0}{k} \left( 2x - \frac{x^2}{l} \right) \quad (7.4)$$

Dacă ecuația (7.4) se integrează între limitele  $x = 0$  și  $x = 1$ , iar  $y = H_0$  și  $y = H$  ( $H$  fiind înălțimea remuului în canal), adică:

$$\frac{Q_0}{k} \int_0^1 \left( 1 - \frac{x}{l} \right) x = - \int_{H_0}^H y dy \quad (7.5)$$

După efectuarea calculului se obține:

$$Q_0 = \frac{k}{l} (H^2 - H_0^2) \quad (7.6)$$

În ceea ce privește debitul de apă care se scurge prin canalul de desecare ( $Q_0$ ), se pot întâlni trei cazuri.

**Cazul 1.**  $Q > e \cdot l$ . În acest caz se produce o ridi-

care a nivelului apelor freatice cu viteza  $\frac{\Delta H}{\Delta T}$ , care se micșorează treptat. În această situație nu este nevoie de un debit suplimentar de apă, ci, dimpotrivă, de a asigura din timp în timp evacuarea.

**Cazul 2.**  $Q \approx e \cdot l$ . În acest caz se poate asigura prin bararea scurgerii stabilitatea nivelului apei freatice sub fâșia de teren și nu este nevoie de aducerea unui debit suplimentar de apă din alte surse. Eventual s-ar putea aduce un debit suplimentar atunci când ar fi nevoie de reîmprospătarea apei.

În cazul 2, ecuația curbei de depresiune a apelor freatice pe fâșia de teren ( $l$ ) este de forma:

$$y^2 = H^2 - \frac{e \cdot x}{k} (2l - x) \quad (7.7)$$

**Cazul 3.**  $Q < e \cdot l$ . Acesta este cazul când se produce coborârea nivelului apelor freatice și este necesar să se aducă din alte surse un debit suplimentar de apă.

După B.G. Geitman, distanța  $D$  dintre două canale, respectiv lățimea fâșiei dintre ele  $2l$  (v. fig. 7.1), trebuie să fie:

$$D = 2l = 2 \sqrt{\frac{k}{e} z (2H - z)} \quad (7.8)$$

Dacă în locul canalelor de desecare deschise se folosesc drenuri, atunci, în condițiile cazului 3, distanța  $D$  va trebui să fie mai mică, aproximativ în raport:

$$\sqrt{\frac{\pi d}{2} : \left( H - \frac{z}{2} \right)}$$

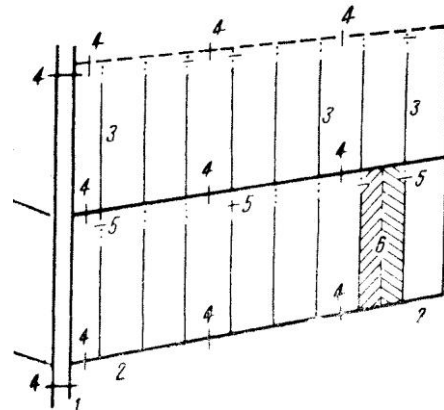
Debitul de apă necesar la unitatea de suprafață (1 ha) pentru acoperirea pierderilor prin evaporație este în cazul scurgerii barate:

$$q = \frac{10.000}{l} \cdot \frac{e \cdot l}{86.400} = 0,116e \text{ [l/s·ha]} \quad (7.9)$$

în care:

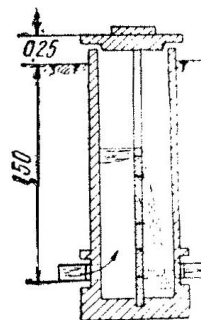
$e$  – grosimea stratului de apă evaporat, mm/24 ore

În figura 7.3 este arătată schema amplasării instalațiilor de reglare a scurgerii într-un sistem de desecare, propus de B.G. Geitman.



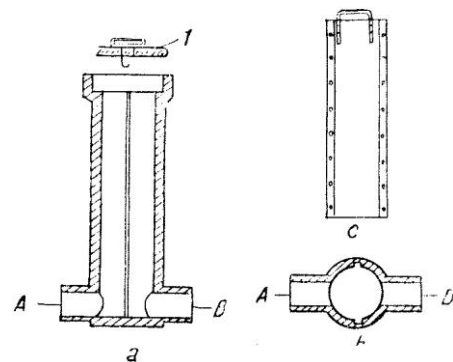
**Fig. 7.3.** Schema de amplasare a instalațiilor de reglare a scurgerii într-un sistem de desecare: 1 – canal principal de colectare; 2 – canal de colectare și evacuare; 3 – elemente de regularizare (șanțuri, drenuri); 4 – instalații de reglare a scurgerii; 5 – canale (conducte) de legătură pentru circulația apei, prevăzute cu instalații de reglare a scurgerii; 6 – drenuri tip galerie de cârțiță (nu întotdeauna).

La drenaj, instalația de reglare a scurgerii constă dintr-un puț de beton sau lemn situat pe linia drenurilor colectoare (fig. 7.4), prevăzut cu un perete despărțitor din dulapi, prin care se reglează nivelul.



**Fig. 7.4.** Instalație pentru reglarea scurgerii apei freatice, cu vanete tip călugăr.

Figura 7.5 reprezintă tot o instalație ce se construiește pe rețeaua de drenaj, dar al cărui rol este de a bara complet scurgerea.



**Fig. 7.5.** Instalație cu oblon metallic pentru reglarea scurgerii apelor freatice: a – secțiune longitudinală; b – secțiunea A-B; c – oblon metallic; 1 – capac.

La canalele de desecare deschise, instalațiile de reglare a scurgerii se construiesc de tipul stăvilarelor cu una sau mai multe vane, în funcție de mărimea canalului (fig. 7.6). Acesta permite ridicarea nivelului apei în canal prin barare. La proiectarea stăvilarelor trebuie avut în vedere ca nivelul apei în canal să fie, după barare, cu minimum 0,10 m sub cota terenului.

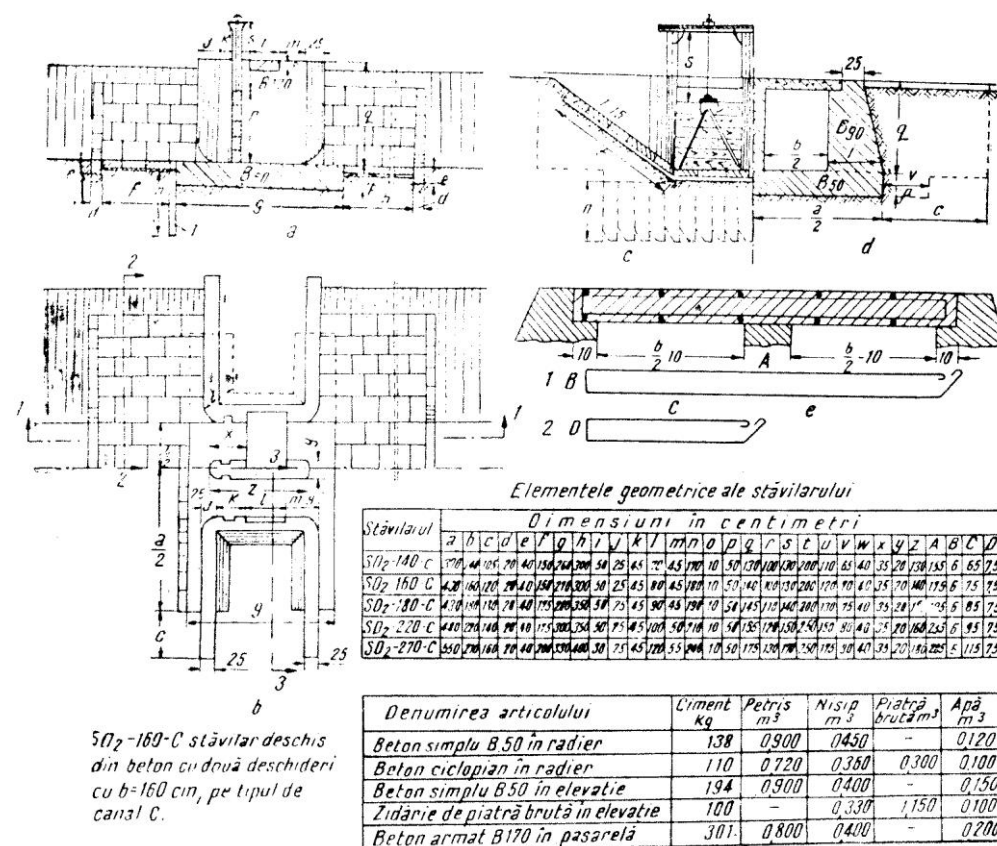
Distanța dintre barări  $L$  se obține din relația de calcul a remuului – dedusă prin metoda exponentului hidraulic al albiei:

$$L = \frac{h_0}{i_f} \{ \eta_2 - \eta_1 (1 - j_m) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \} \quad (7.10)$$

Se poate aplica metoda opririi sau reducerii scurgerii, atunci când apa freatică și apa care circulă prin canalele de desecare nu este mineralizată. În caz contrar, existând pericolul de salinizare a solului, se adoptă soluția aducerii apei din alte surse.

Sistemele hidroameliorative construite și exploatate în condițiile folosirii unei singure rețele de canale și având ca sursă de apă apa locală se numesc sisteme reversibile.

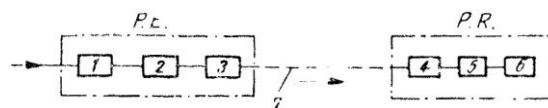
*Automatizarea funcționării sistemelor reversibile.* Instalația de reglare a scurgerii trebuie să permită comanda de la postul dispecer, în funcție de variația nivelurilor apei.



**Fig. 7.6.** Instalație pentru reglarea scurgerii pe canale (stăvilar): a – secțiune longitudinală 1-1; b – planul lucrării; c – secțiunea 2-2; d – secțiunea 3-3; e – armarea dalei; 1 – palplanșe; SD<sub>2</sub>-160-C – stăvilar deschis din beton cu două deschideri cu  $b = 160$  cm, pe tipul de canal C.

Într-o fază mai avansată reglarea nivelului se va putea asigura și automat, fără intervenția permanentă a personalului de exploatare. Sistemele hidroameliorative trebuie să fie echipate cu dispozitive de teletransmitere a nivelului de apă. Longitudinal și central, pe fâșia de teren dintre canale, se instalează puțuri pentru controlul nivelului freatic. Stabilindu-se raportul dintre înălțimea de barare  $H$ , norma de desecare  $Z$  și ascensiunea capilară, în punctul 1 (v. fig. 7.1 și fig. 7.2) și transmițându-se automat la postul dispecer orice variație de nivel din aceste puțuri, se poate asigura prin telecomandă manevrarea vanelor (fig. 7.8).

Telemăsura<sup>1</sup> se realizează prin prezența *posturilor de măsură și emisie PE* (cu operațiile de: 1 – măsurarea nivelurilor, 2 – transformarea acestora într-o mărime ușor de transmis – mărimea electrică este cea mai avantajoasă în prezent – și 3 – transmiterea) și *posturile de recepție PR* (cu operațiile de: 4 – recepția mărimilor transmise, 5 – transformarea acestor mărimi în mărimi apte de a acționa un instrument indicator sau înregistrator și 6 – înregistrarea vizuală, auditivă sau grafică a mărimii recepționate) ca în figura 7.7.



**Fig. 7.7.** Schema operațiilor de telemăsură: 7 – linie de transmisie.

În fig. 7.8, a, b, c sunt date schema și detaliile unei instalații de măsurare și transmitere la distanță a variației nivelului de apă (sistem de intensitate sau de curent), realizată în Laboratorul Catedrei de Irigații și Desecări (1961 – Iași, prof. ing. V. Blidaru și mecanic E. Pânzaru).

G.V. Vartanian a elaborat un traducător reostatic fără plutitor (fig. 7.9), format dintr-o conductă din material izolant, pe care sunt montate plăci metalice – electrozi  $E_0, E_1, \dots, E_n$ , legate de rezistențele dispuse în serie  $r_1, r_2, \dots, r_n$  (fig. 7.9.a).

<sup>1</sup> Ing. Eug. Dan, *Telemăsura nivelului de apă*. În rev. „Hidrotehnica, gospodărirea apelor, Meteorologia” 1964, 10 și 1965, 2.

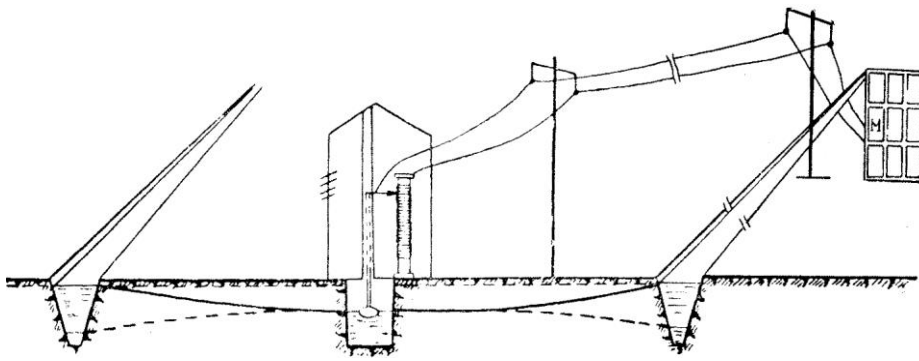
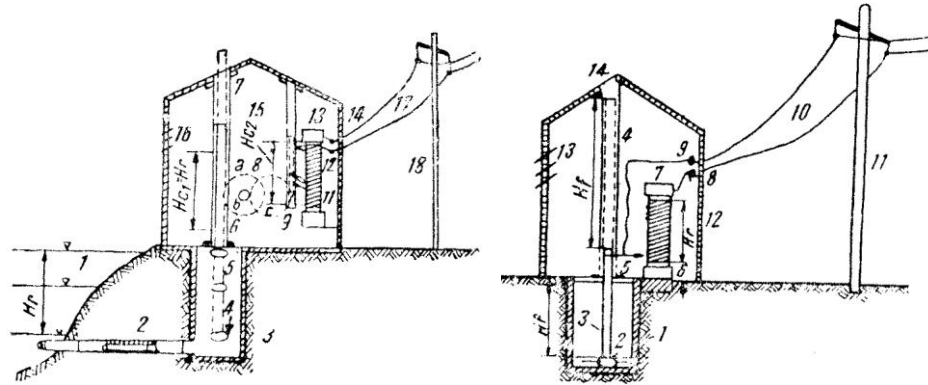


Fig. 7.8.a. Schema generală a instalației de telemăsură.



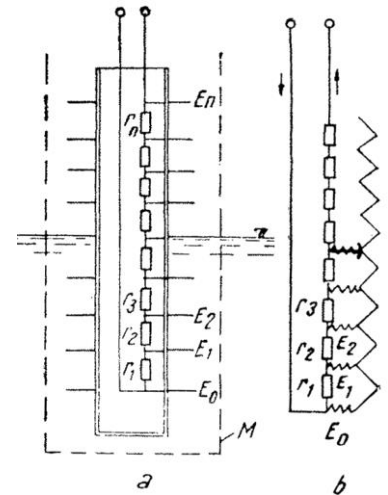
**Fig. 7.8.b.** Instalație de telemăsură (în cazul variațiilor mari de nivel): 1 – sursă de apă (râu, lac, iaz); 2 – conductă de legătură cu filtru; 3 – puț; 4 – plutitor; 5 – tijă ( $L = 2H + 1$  m) cu cremalieră; 6 – cremalieră ( $L = H_r + 0,5$ ); 7 – ghid culisant ( $L = 2H_r$ ); 8 – angrenaj de multiplicator (a, b, c); 9 – cremalieră de transmisie a variației nivelului apei ( $L = \frac{1}{n} H_r$ ); 10 – cursor; 11 – rezistență (reostat)  $L = H_r$ ; 12 – bobină centrală pentru reducerea intensității curentului; 13 – legătură la rețea; 14 – întrerupător; 15 – cameră de protecție; 16 – jacuri pentru aerisire; 17 – rețea electrică (220/110V); 18 – suport rețea.

**Fig. 7.8.c.** Instalație de telemăsură în cazul variațiilor mici de nivel: 1 – puț (foraj); 2 – plutitor; 3 – tijă de legătură între plutitor și cursor; 4 – ghid culisant; 5 – cursor; 6 – rezistență (reostat) ce are lungimea egală cu amplitudinea nivelului apelor freatice ( $H_r = H_f$ ); 7 – bobină centrală pentru primirea curentului; 8 – legătură la rețea; 9 – întrerupător; 10 – rețea electrică (220/110 V); 11 – suport rețea; 12 – cameră de protecție; 13 – jacuri de aerisire; 14 – orificiu pentru tijă.

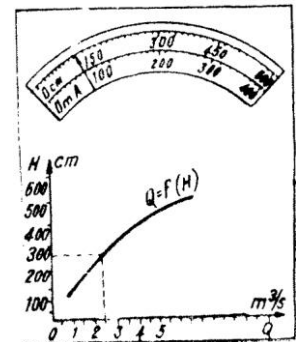
Variația nivelului apei introduce sau scoate din circuit rezistențele. Schema electrică echivalentă schemei de ansamblu se vede în figura 7.9.b. Apa îndeplinește funcția de cursor.

Fiecare post hidrometric își are corespunzător, la cabina dispecer, pe tablou, câte un miliampermetru pe care se face citirea variației nivelului de apă. Cadranel miliampermetrului va fi prevăzut cu o scară suplimentară gradată astfel ca amplitudinea maximă a nivelurilor de apă (în cm) să poată fi încadrată în limitele scării miliampermetrului (fig. 7.10).

În cazul unităților neelectrificate se poate adopta soluția folosirii transmisiei prin rețeaua tip MPT.



**Fig. 7.9.** Traductor reostatic de tip electrolitic: a – schema de ansamblu; b – schema electrică echivalentă.



**Fig. 7.10.** Miliampermetru înregistrator al variației nivelurilor și debitelor de apă (pentru fiecare post hidrometric așezat pe un curs de apă într-un profil stabil, cu o cheie limnometrică determinată, se poate aplica pe miliampermetru o diagramă a cheii debitelor).

Telemăsura electrică se realizează prin mai multe sisteme, în funcție de natura mărimii electrice transmise și modul de reproducere: de intensitate (de curent), de tensiune, de poziție, de frecvență și de impulsuri.

În cazul sistemelor de intensitate sau de curent se transmite pe circuit, către stația receptoare, un curent proporțional cu variația mărimii neelectrice de măsurat. Schema transformării variațiilor de nivel în intensitate de curent (figura 7.11) se face de obicei printr-un plutitor P, care acționează asupra cursorului C al unui reostat.

Reductorul de turație T – pe al cărui ax de ieșire este montat cursorul C – este astfel dimensionat pentru ca la numărul de ture  $n_t$  al roții plutitorului M cu dia-

metrul  $D$  pentru variația maximă a nivelului de apă  $H_{\max}$ , să corespundă maximum o turăție pentru cursor; adică reducția  $N$  să fie:

$$N \geq 1: n_i = 1 \cdot \frac{H_{\max}}{\pi D} \quad (7.11)$$

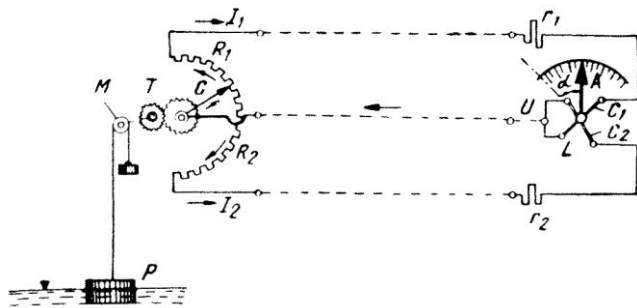


Fig. 7.11. Schema indicatorului de nivel cu traductor reostatic bazat pe măsurarea intensității curentului.

*Sistemele de tensiune* – care stabilesc o legătură funcțională între nivelul apei și tensiunea electrică, alternativă sau continuă – ca și sistemele de poziție – care realizează transmiterea și reproducerea poziției floto-ului (nivelului de apă) la distanță, au o aplicație mai redusă în teletransmiterea nivelurilor la distanță.

*Sistemele de frecvență* transformă valorile nivelurilor de apă în curent alternativ de o anumită frecvență (proporțională cu valoarea mărimii nivelurilor), care se transmite la postul de recepție prin conductoare sau canale de radio. Generarea frecvențelor se realizează prin oscilatoare electrice (fig. 7.12) a căror frecvență este dirijată de dispozitivul de măsură a nivelurilor de apă.

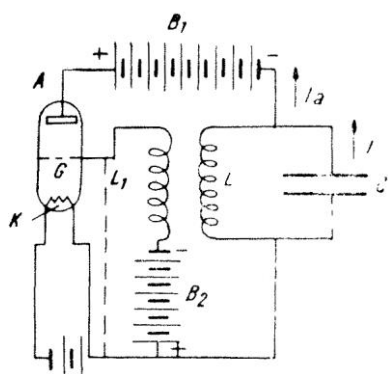


Fig. 7.12. Schema generatorului de oscilații întreținute cu triodă.

Frecvența oscilațiilor generatorului ( $f$ ) este influențată de variația mai multor elemente conform relației:

$$f = 2\pi \sqrt{\frac{1}{L \cdot C} - \left(\frac{R}{2L}\right)^2} \quad (7.12)$$

în care:

$L$  reprezintă inductivitatea bobinei;

$C$  – capacitatea condensatorului;

$R$  – rezistența ohmică a circuitului oscilant.

Transmiterea la distanță a frecvențelor produse se poate face *direct* sau prin *modulație* (cu ajutorul curenților purtători). După natura liniei, transmiterea se poate face prin conductoare electrice sau prin radio.

*Sistemul de impulsuri* transformă valorile nivelurilor de apă în impulsuri de curent, care se transmit la postul de recepție, unde se înregistrează (grafic sau după alt procedeu); se diferențiază: sisteme cu număr de impulsuri, sisteme cu impulsuri de durată și sisteme cu impulsuri cu cod.

Sistemele cu număr de impulsuri sunt indicate în mod deosebit pentru instalațiile de teletransmisia nivelurilor de apă, fiind simple și sigure. Acestea se caracterizează prin impulsuri de aceeași formă care reprezintă o anumită cantitate din mărimea transmisă. Se comunică direct prin cablu sau radio și se înregistrează astfel că mărimea măsurată (variația nivelurilor de apă) devine funcție de numărul impulsurilor.

După modul de funcționare, instalațiile telemetrice pe bază de număr de impulsuri pot fi:

a. *cu urmărirea neîntreruptă a variațiilor de nivel* (exemplu teleindicatorul K.D. Zavialov, fig. 7.13).

Pe un cadran gradat se citește nivelul apei (în m și cm) transmis prin impulsuri de curent (la fiecare cm) la electromagneții  $E_1$  (când nivelul crește) și la  $E_2$  (când nivelul scade); transmisia se face prin fire aeriene.

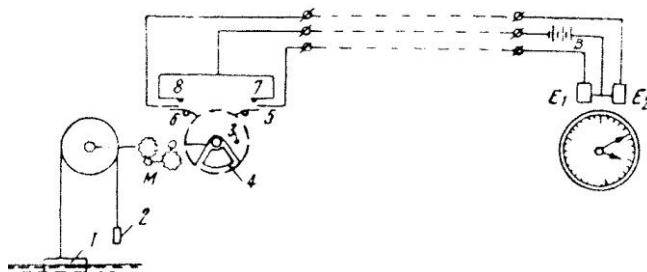


Fig. 7.13. Schema electrică a teleindicatorului K.D.

Zavialov:  $E_1, E_2$  – electromagneți;  $B$  – sursă de curent continuu; de 24-30 V; 1 – plutitor; 2 – contragreutate;

3 – spîm de ridicarea sectorului 4;  $M$  – multiplicator de turăție (raportul de multiplicare este egal cu circumferința roții 2); 5 și 6 – pârghii ce închid contactele 7 sau 8, după cum nivelul urcă (7) sau coboară (8).

b. *cu măsurarea la comandă a nivelului* (exemplu instalația D.P. Kolodkevici) care înregistrează prin impulsuri, când se comandă, înălțimea nivelului apei față de un plan de referință. La postul dispecer cunoscându-se în orice moment gradul de umiditate al solului în funcție de poziția nivelului freatic, se poate comanda de la distanță prin relee deschiderea sau închiderea instalațiilor de barare, realizându-se astfel umezirea solului după cerințe.

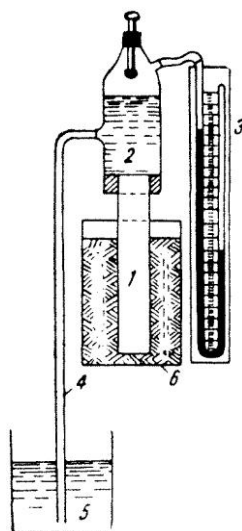


### 7.1.2. METODA REGLĂRII UMIDITĂȚII CU AJUTORUL INSTALAȚIEI DE IRIGAȚIE SUBTERANĂ CU VACUUM

La baza acestei metode stă principiul reglării bilaterale *continue* a regimului de apă, funcție de proprietățile solului, de a absorbi și a ceda apă. Se aplică pe terenurile corespunzătoare din punct de vedere hidrogeologic, fără a exista pericol de salinizare.

a. *Principiul de bază în funcționarea instalației subterane cu vacuum.* Capacitatea de absorbție a solului depinde în principal de proprietățile capilare, de textură și de structură, precum și de umiditatea lui.

Se poate măsura capacitatea de absorbție a unui sol cu ajutorul dispozitivului V.G. Kornev, 1923 (fig. 7.14).



**Fig. 7.14.** Dispozitivul sistem V.G. Kornev:  
1 – tub poros; 2 – vas cu apă, închis ermetic;  
3 – manovacuumetru cu mercur; 4 – tub de legătură;  
5 – rezervor cu apă cu nivel liber; 6 – vas cu pământ.

Datorită faptului că pământul din vasul 6 adsoarbe o parte din apa conținută în vasul 2 prin coloana poroasă 1, presiunea din vasul 2 scade cu atât mai mult cu cât adsorbția este mai mare. Această scădere a presiunii, corespunzătoare capacității de adsorbție a solului, poate fi măsurată cu manovacuumetrul 3. Datorită micșorării presiunii din vasul 2 apa din vasul 5 se ridică și ea la o anumită înălțime  $h$  în tubul de legătură 4, corespunzătoare tot cu capacitatea de adsorbție a solului înălțimea  $h$  la care se ridică lichidul în tubul de legătură va fi dată de relația:

$$h = \frac{P_{at} - P_{vac}}{\gamma} \quad (7.13)$$

în care:

–  $\frac{P_{at}}{\gamma} = 10$  m coloană de apă, în atm;

–  $\frac{P_{vac}}{\gamma}$  se citește la manovacuumetru.

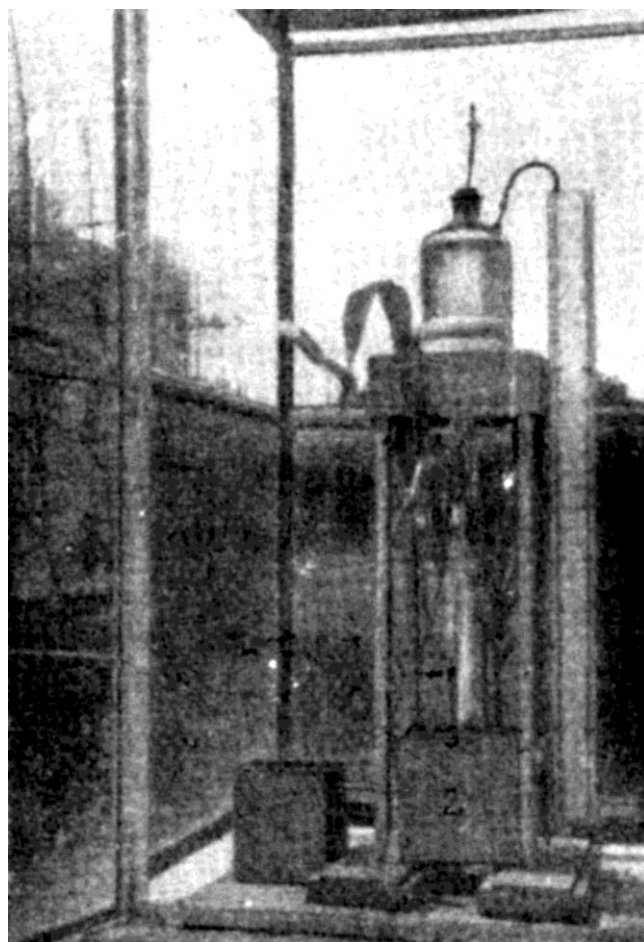
În funcție de compoziția mecanică și de proprietățile fizice ale solului, valoarea capacității de ad-

sorbție a acestuia, în stare uscată, este: pentru solurile grele, de 40-50 cm col. Hg; pentru solurile ușoare, de 15-20 cm col. Hg.

Dacă se va stabili și menține în aparat o anumită presiune a aerului, corespunzătoare umidității necesare a solului (pentru a se satisface capacitatea de câmp  $A$ ), apa care va întrece această cantitate va trece din sol în aparat și invers; fiecare deficit de umiditate din sol până la această valoare  $A$  va fi completat cu apă venită din vasul 2 care, după cum s-a văzut, comunică cu un rezervor de apă 5.

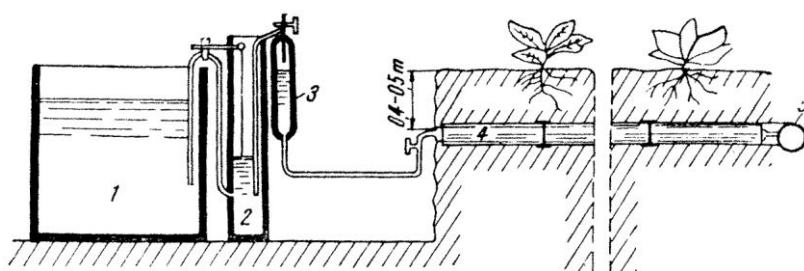
Acest principiu poate sta la baza soluționării reglării bilaterale a umidității în sol.

În figura 7.15 se vede un dispozitiv tip Kornev, în funcțiune, pentru reglarea bilaterală a umidității, construit în Laboratorul de irigații-deseșări al Institutului Politehnic Iași (porumbul din vasul 2 are asigurată umiditatea în mod automat).



**Fig. 7.15.** Dispozitiv în funcțiune pentru reglarea automată a umidității solului – Laboratorul de irigații-deseșări, Institutul Politehnic Iași.

b. *Instalația subterană cu vacuum pentru irigație și drenaj.* Această instalație, concepută în baza dispozitivului V.G. Kornev, se compune dintr-o rețea de conducte subterane (fig. 7.16), care funcționează sub o



**Fig. 7.16.** Schema instalației de irigație și drenaj cu funcționare continuă și cu vacuum: 1 – sursă de apă; 2 – rezervor; 3 – vas închis ermetic; 4 – conductă poroasă; 5 – pompă de vid.

oarecare stare de vacuum, stabilită funcție de capacitatea de adsorbție și cedare a solului.

Conductele se așază la o distanță între ele de circa 2 metri. Apa pătrunde în sol prin porii pereților conductelor, care sunt făcute din materiale poroase. Rosturile dintre tuburi sunt ermetic închise (cu ciment). La început, toate conductele subterane sunt umplute cu apă, care, trecând prin porii pereților, iese sub formă de picături și fiind adsorbită de sol este dusă prin circulația capilară și peliculară spre rădăcinile plantelor. Tuburile poroase sunt acoperite cu pastă specială (argilă și alabastru) care are proprietatea de a permite trecerea apei în ambele sensuri, dar de a se opune trecerii aerului.

Experiențele au arătat că vacuumul scade treptat și dispare totuși cu timpul, pentru că pătrunderea aerului în tuburi nu poate fi complet oprită. Crearea repetată de vacuum cere instalații speciale (5).

Pe măsură ce apa din conductele poroase este adsorbită de sol, presiunea din acestea scade și apa din canalul de alimentare 2 pătrunde în ele pentru a completa deficitul.

Această adsorbție continuă atâta vreme cât solul este insuficient umezit, adică tot timpul în care capacitatea de adsorbție a solului este mai mare decât gradul de rarefiere a aerului din sistemul de conducte poroase. În momentul în care solul este umezit în așa măsură încât capacitatea sa de adsorbție devine egală cu gradul de rarefiere a aerului din conductele poroase, intrarea apei în acestea va înceta.

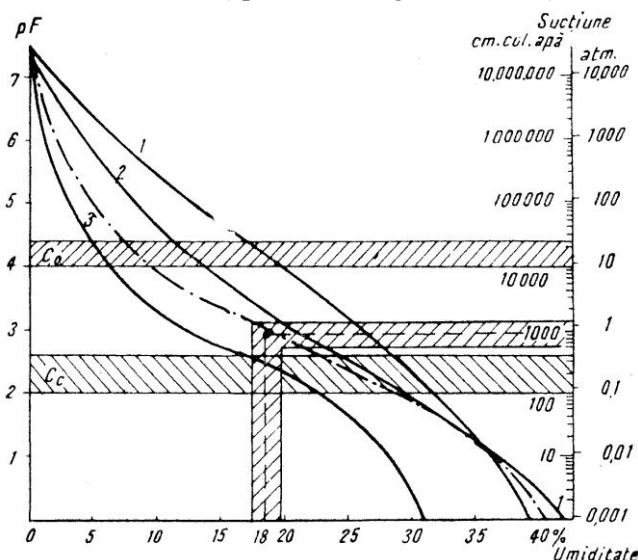
În cazul când solul este supraumezit (din cauza precipitațiilor sau din alte cauze), surplusul de umiditate din el, care depășește capacitatea sa de adsorbție, va fi adsorbit de conductele poroase care de data aceasta vor îndeplini rolul unui sistem de drenaj și vor evacua apa în exces în canalul colector. Prin menținerea unui anumit grad de rarefiere a aerului în tuburi se poate menține în sol umiditatea necesară plantelor.

*c. Condiții de proiectarea instalațiilor subterane cu vacuum.* Scopul acestei instalații fiind reglarea bilaterală automată a umidității în sol – la nivelul umidității optime (care se aproximează la 18% din greutate,

de exemplu pentru zona centrală a unității Boianu – Sticleanu, Lunca Dunării), rezultă că aceasta va putea fi realizată printr-o proiectare corespunzătoare a diametrului conductei poroase, a distanței între conducte și a adâncimii acestora. În prealabil trebuie determinate debitul de calcul și pierderile de presiune pe rețea.

Forța de sucțiune<sup>1</sup> a solului (potențial capilar) pentru umiditatea de 18% este 1 atm (fig. 7.17).

Deci la umiditatea de 18% solul va putea să extragă apa din conducta poroasă, după ce a învins rezistențele (aproximativ egale cu 1 atm).



**Fig. 7.17.** Curbele schematice ale relației  $pF$  – conținutul de umiditate al solului – pentru diferite tipuri de sol: 1 – sol argilos; 2 – sol lutos; 3 – sol nisipos; -.- sol din zona centrală a unității Boianu – Sticleanu; /-/-/ interval aproximativ de funcționare normală a sistemului;  $C_o$  – intervalul coeficientului de ofilire ( $pF = 4,0-4,4$  sau 10-25 atm);  $C_c$  – intervalul capacității de câmp pentru apă ( $pF = 2-2,6$  sau 0,1-0,4 atm).

La umiditatea sub 18% forța de sucțiune va fi mai mare și deci implicit volumul de apă adsorbită. Acest proces continuă până când solul va atinge din nou umiditatea de 18%.

La umidități ale solului mai mari de 18% forța de sucțiune va scădea sub 1 atm (10 m C.A.); rezistențele pe rețea neputând fi învinse, apa nu mai poate fi extrasă din conducte și sistemul va funcționa ca o rețea de drenaj.

*Debitul de calcul.* Sistemul funcționând reversibil, va fi calculat la debitul necesar atât pentru irigații cât și pentru desecări, dimensionarea făcându-se func-

<sup>1</sup> V. cap. 1.2.2. „Noțiuni de hidraulică o scurgerii apelor freatice spre drenuri”.

ție de debitul cel mai mare. Calculul se face la nivelul conductei poroase ce funcționează reversibil.

Cantitatea de apă care pătrunde în sol prin pereții poroși ai conductei, la unitatea de lungime și unitatea de timp, va fi:

$$q = \alpha \pi d \cdot k \cdot p_v^n = D_\varepsilon \quad (7.14)$$

în care:

$d$  este diametrul conductei;

$\alpha \pi d$  – perimetrul activ;

$\alpha < 1$ ;

$p_v$  – presiunea sau vacuumul din conductă;

$k$  – infiltrația apei prin tub;

$D$  – distanța dintre conducte;

$\varepsilon$  – apa care se consumă într-o unitate de timp la unitatea de suprafață ( $m^2$ ); valoarea  $\varepsilon$  se obține din studii experimentale.

Grosimea pereților conductei ( $\delta$ ) se calculează în cazul cel mai defavorabil, când în conductă este vid și presiunea atmosferică exterioară  $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ :

$$\frac{\delta}{d} \leq \sqrt[3]{\frac{p}{E}} \quad (7.15)$$

$E$  – modulul de elasticitate (pentru ceramică  $E = 0,03 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ).

*Pierderile de sarcină pe rețeaua de conducte.* Pentru ca solul să poată adsorbi apa, trebuie ca forța de sucțiune să învingă o serie de rezistențe hidraulice pe conducte și la trecerea apei prin pereții conductelor poroase.

În figura 7.18 se dă schema funcțională a instalației (ing. M. Mironescu).

Scriindu-se ecuația lui Bernoulli pentru secțiunea 1-1 și 2-2:

$$\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + z = \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + H + \sum h_r \quad (7.16)$$

în care:

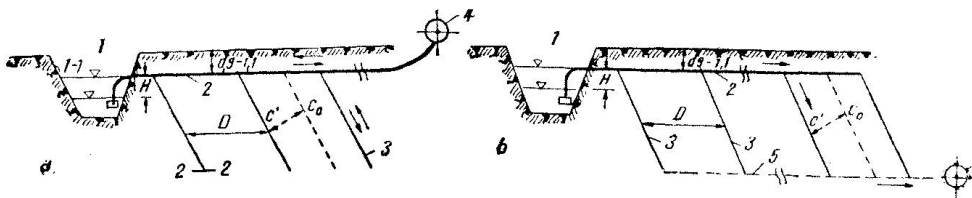
$$v_1 = v_2;$$

$$p_1 = p_a = 10,33 \text{ m C.A.};$$

$$z = 0;$$

$$p_2 = p_a - p_{ads};$$

$$p_{ads} = pF \text{ (sucțiunea)};$$



**Fig. 7.18.** Schema funcțională a instalației cu vacuum: a – cu funcționarea în dublu sens, fără colector de evacuare; b – cu funcționare într-un singur sens, cu colector de evacuare; 1 – sursă – decantor; 2 – conductă de distribuție; 3 – conductă poroasă; 4 – stație de pompare vid; 5 – colector de evacuare; 6 – stație de pompare pentru vid și pentru evacuare;  $C'-C_0$  – intervalul umidității satisfăcătoare;  $D$  – distanța dintre două conducte poroase ( $D = 2L_{i;d}$ ).

$\sum h_r$  – suma pierderilor hidraulice pe conducte și la trecerea apei prin pereții conductei;

$H$  – înălțimea conductei față de nivelul apei, sau

$$\frac{p_{ads}}{\gamma} = H + \sum h_r.$$

În prima fază lucrând pompele de vid și eliminând parțial aerul, apa va umple conductele; în faza a doua va acționa forța de sucțiune.

În timpul exploatării, pe măsură ce rarefierea se pierde, vor intra în funcțiune din nou pompele de vid.

Pierderile de sarcină sunt locale: la sorb, la coturi, la ramificații, la schimbări de secțiuni ș.a.

$$\sum h_{iloc} = \zeta \frac{v^2}{2g} \quad (7.17)$$

și liniare: pe conducta de distribuție și pe conducta de ceramică:

$$\sum h_{ilin} = \sum \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (7.18)$$

În faza a doua, când acționează forța de sucțiune, aceasta trebuie să învingă suma pierderilor de sarcină (locale și liniare). La acestea trebuie să se adauge și rezistența la trecerea apei prin pereții conductei de ceramică  $\Delta h$ .

Considerând  $v = \frac{Q}{\Omega} = k \frac{\Delta h}{\delta}$ , rezultă:

$$\Delta h = \frac{\delta Q}{k \Omega} \quad (7.19)$$

Dacă conductele se instalează la nivelul apei în sursă (cu decantor), atunci  $H = 0$ .

Suma pierderilor de sarcină prin conducta poroasă este:

$$\sum h_r = \sum h_{loc} + \sum h_{ilin} + \Delta h$$

Forța de sucțiune va fi în măsură să extragă apa din conducta poroasă când:

$$\frac{p_{ads}}{\gamma} \geq \sum h_r \quad (7.20)$$

*Distanța dintre conductele de ceramică.* La calculul distanței între conducte  $L$  se va ține seama de rolul mixt pe care-l îndeplinesc: irigație și drenaj.

Trebuie să se stabilească deci distanța de pătrundere a apei de la peretele exterior al conductei în sol, pe baza sucțiunii (deci distanța de irigație,  $L_i$ ), precum și distanța pe care se face drenarea solului, când umezirea acestuia depășește umiditatea optimă de 18% (deci distanța de drenaj  $L_d$ ); în

execuție se va adopta distanța cea mai mică.

*Distanța de irigație* ( $L_i$ ) se determină din condiția (ing. M. Mironescu) ca între două puncte (aflate la extremitățile perpendicularei pe linia conductei poroase) să se asigure o umiditate satisfăcătoare (în limitele  $C' = 18\%$  și  $C_0 = 16\%$ ) într-un anumit timp  $t$ , deci:

$$W = C' - C_0 = 2\% \quad (\text{v. fig. 7.18}).$$

$$L_i^2 = \frac{K_{cp} \cdot t \cdot \Delta h}{\Delta W \cdot \gamma_v} \quad (7.21)$$

în care:

$K_{cp}$  este coeficientul de permeabilitate capilară – peliculară;

$$\Delta W = W_1 - W_2 = \frac{\gamma_a (V_{a1} - V_{a2})}{\gamma_s (V_{s1} - V_{s2})} \quad (7.22)$$

în care:

$V_{a1}$  și  $V_{s1}$  sunt volumele apei și solului în două puncte (1 și 2);

$\Delta h$  – diferența, în cm col apă, între două forțe de sucțiune în cele două puncte situate la distanța  $L_i$ ;

$\gamma_v$  – greutatea volumetrică relativă;

$t$  – timpul în care se produce infiltrația pe toată fâșia dintre conducte.

*Distanța de drenaj* ( $L_d$ ) este superioară celei de irigație ( $L_i$ ) întrucât, așa cum rezultă din curba histerezis de uscare – umectare (v. fig. din cap. 1.2.2.), la reumezirea pământului se consumă energie în plus față de procesul de drenare.

În proiectare se ia distanța cea mai mică; deoarece  $L_i < L_d$ , se va lua:  $D = 2L_i$ .

*Volumul de aer* ( $V$ ) de aspirat de către pompa de vid este:

$$V = V_1 + V_2$$

în care:

$V_1$  este volumul de aer care trebuie evacuat din rețeaua de conducte și reprezintă un anumit procent din volumul interior al conductelor ( $V_i$ );

$V_2$  – volumul de aer datorat eventualelor neetanșeități.

$$V_i = \frac{\pi}{4} (n_1 L_1 \Phi_p^2 + n_2 L_2 \Phi_d^2 + n_3 L_3 \Phi_p^2)$$

în care:

$n_1, L_1$  reprezintă numărul și lungimea conductelor poroase;

$n_2, L_2$  – numărul și lungimea conductelor de distribuție;

$n_3, L_3$  = numărul și lungimea conductelor principale;

$\Phi_p, \Phi_d, \Phi_p$  – diametrul interior al conductelor poroase, de distribuție și principale.

$V_2$  se apreciază la 50-70% din  $V_1$ .

Debitul pompei de vid va fi:

$$Q_v = \frac{(V_1 + V_2)}{t}$$

în care:

$t$  este timpul în care trebuie realizată rarefierea în rețea; de obicei  $t = 8-10$  ore (un schimb).

Se pot adopta pompe de vid MIL-403 (V.R. București) ca în figura 7.19.

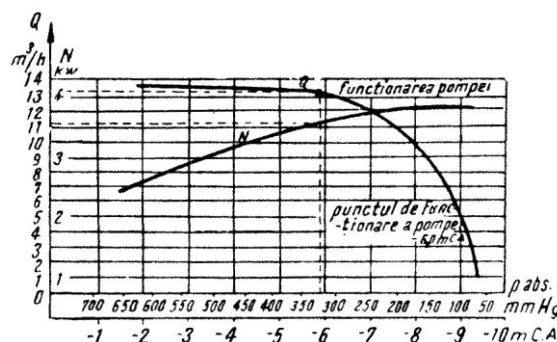


Fig. 7.19. Caracteristici funcționale ale pompei de vid MIL-403 – București.

### 7.1.3. METODA REGLĂRII SCURGERII CU AJUTORUL DRENAJULUI TIP GALERII DE CÂRTIȚĂ DUBLU

Drenajul dublu tip galerii de cârtiță (N.N. Glotov) are un rol important în valorificarea umidității locale, pe terenurile cu variații mari de umiditate, împiedicând evaporarea excesivă în lunile de vară și dirijând surplusul de apă, în perioadele bogate în precipitații, înspre substratul arabil cu umiditate redusă, pentru a fi înmagazinat.

Acest sistem (fig. 7.20) constă dintr-o rețea de drenuri absorbante 1, înfundate la capete, care se trasează de-a lungul curbelor de nivel, la o adâncime de 0,70-0,80 m și la distanță  $D = 2-4$  m unul de altul.

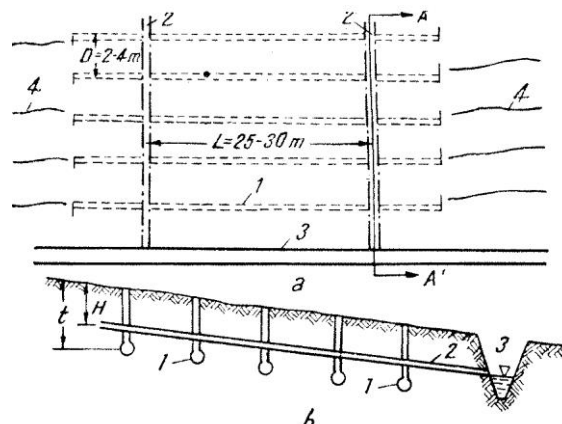


Fig. 7.20. Schema drenajului dublu de cârtiță – dublu: a – plan; b – secțiune; 1 – drenuri cârtiță absorbante; 2 – drenuri cârtiță colectoare; 3 – canal de colectare-evacuare (deschis sau umplut cu material filtrant); 4 – curbe de nivel;  $t = 0,70-0,80$  m;  $H = 0,50-0,60$  m.

În afară de acestea, sistemul mai are o rețea de drenuri colectoare 2, duse paralel cu panta terenului (perpendicular pe primele), la o distanță de 25-30 m unul de altul și așezate la adâncime de  $\sim 0,5-0,60$  m de la suprafața terenului, deci cu 0,10-0,20 m deasupra drenurilor absorbante 1. Drenurile colectoare au rolul de a ușura evacuarea în canalul de colectare-evacuare 3 (închis sau deschis), a surplusului de apă colectată în timpul ploilor mari; acesta 3 se varsă într-un recipient.

Pe când drenurile colectoare au rolul de a permite scurgerea apelor mari din stratul arabil, drenurile absorbante înfundate la capete au rolul de a aproviziona cu apă subsolul, din care se ridică apoi prin capilaritate în stratul arabil.

## 7.2. METODA ADUCERII DE APĂ ȘI SUBSTANȚE NUTRITIVE DIN ALTE SURSE PENTRU COMPLETAREA DEFICITULUI

O cercetare a însușirilor metodei 7.1 (a obținerii reversibilității sistemului de desecare prin oprirea sau reglarea scurgerii în canale) arată și unele defecte: apa colectată și înmagazinată de canale nu poate fi folosită decât la umectarea solului, nu însă și la fertilizarea lui, deoarece este săracă în substanțe nutritive; adesea această apă este și slab aerată; apa colectată de canale are adesea un conținut ridicat de acizi și săruri pentru a putea fi folosită la irigație; în perioadele secetoase, apa colectată de rețeaua de desecare este adesea insuficientă pentru umectarea până la optim a stratului de sol activ.

Din această cauză, tehnica ameliorativă a căutat și a elaborat alte metode de regularizare a regimului de apă din sol prin sistemul de desecare și irigare.

Aducerea apei din alte surse pe terenurile desecate exercită asupra solului o acțiune complexă de: umezire, fertilizare, colmatare, oxidare, îmbogățire în floră bacteriană, îmbunătățire a componenței vegetației ierboase, termică etc., în funcție de calitatea și proveniența apei (ape scurse de pe terenurile vecine, ape uzate, ape subterane și îndeosebi ape din bazine-râuri; se pot folosi și apele drenate când au calitate bună).

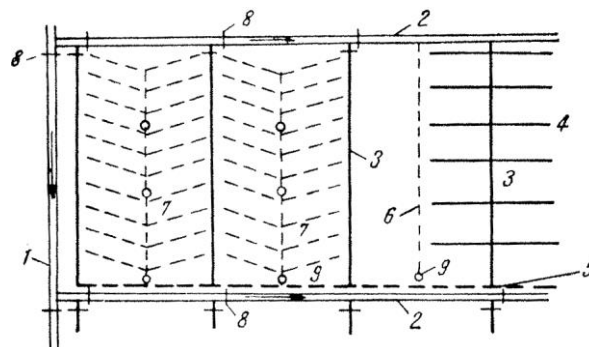
### 7.2.1. CLASIFICAREA ȘI DESCRIEREA METODELOR

Date fiind avantajele pe care le prezintă combinarea desecării cu irigația pe anumite terenuri, tehnica de specialitate a preconizat o serie de metode (4), care diferă din punct de vedere al: *scopului, surselor de apă, metodei de irigație adoptate, schemelor și dispozitivelor folosite* (tab. 11.1).

**Tabelul 7.1.** Metode de irigație combinate cu desecarea

Sursa de apă	Metode de irigație combinate cu drenaj	
	Irigația de suprafață	Irigația subterană
Apă proaspătă adusă din surse aflate în afara terenului desecat	I. Udarea suprafeței desecate prin scurgere la suprafață, cu apă de suprafață; se pot aplica toate metodele de udare de suprafață	III. Umectarea terenului drenat prin aducțiunea apei în drenuri
Apa freatică colectată prin rețeaua de canale sau drenuri și obligată să se ridice la suprafață prin bararea scurgerii	II. Udarea suprafeței desecate cu ape freatice. Pot fi folosite îndeosebi metodele de udare pe brazde și fâșii	IV. Umectarea terenului drenat prin crearea remuului (supraînălțarea apelor de drenaj)

*Metoda I. Udarea suprafeței desecate prin scurgere la suprafață, cu apă de suprafață.* Pentru aplicarea acestei metode se amenajează pe teren două rețele separate: una de suprafață, pentru irigație, prin canale deschise ce funcționează în timpul perioadelor secetoase, și una subterană, de drenaj care se pune în funcțiune în perioadele cu exces de umiditate. În cadrul acestei metode se disting mai multe sisteme, dintre care se menționează cel preconizat de S.P. Mihailov (fig. 7.21).



**Fig. 7.21.** Irigarea prin scurgere la suprafață a terenului drenat: 1 – canal principal de irigație; 2 – canal distribuitor de sector; 3 – canal provizoriu de irigație; 4 – rigole sau brazde de udare; 5 – dren colector principal; 6 – dren colector secundar; 7 – dren absorbant; 8 – vană stăvilă de închidere pe canalul de irigație; 9 – ventil de închidere pe rețeaua de drenaj.

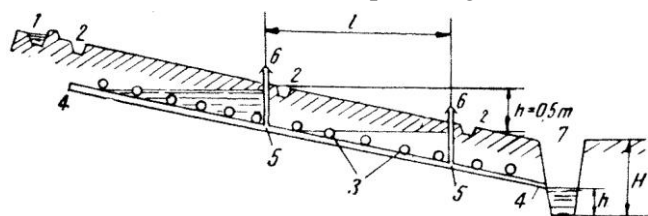
Ventilele de închidere se instalează de-a lungul drenurilor colectoare, la circa 50 de metri distanță sau, în caz de pantă mare, astfel ca să existe un ventil la fiecare 0,5 m înălțime.

Dirijarea scurgerii pe diferitele elemente ale rețelei se face prin manevrarea vanelor 8 (pentru irigații) și 9 (pentru drenare). Rețeaua de drenaj este formată din drenuri absorbante cu un diametru de 5-6 cm, situate la o adâncime de 0,9-1,2 m și distanță de 8-24 m unele de altele. Prin deschiderea treptată, din aval spre amonte (invers decât la punerea în funcțiune a rețelei

de irigație), a ventilelor 9, se evacuează prin conductele de drenaj colectoare 6 apa colectată de drenurile absorbante 7, în drenul colector principal 5, iar de aici în recipient.

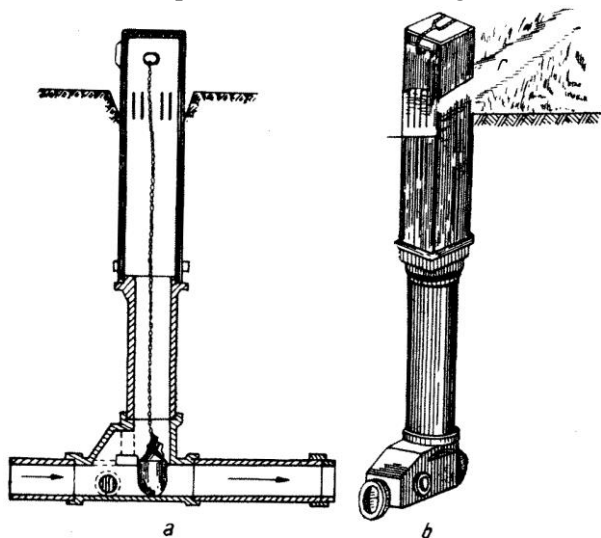
*Metoda II. Udarea suprafeței desecate prin scurgere la suprafață cu apă colectată de rețeaua de drenaj și ridicată la nivelul terenului prin bararea scurgerii;* se poate realiza prin mai multe sisteme. Unul din cele mai folosite sisteme este cel experimentat de specialistul german Petersen (1860, Schleswig-Holstein).

Sistemul Petersen cuprinde o serie de drenuri absorbante (fig. 7.22) amplasate perpendicular pe linia de cea mai mare pantă, care se varsă într-un dren colector construit perpendicular pe primele. Extremitatea inferioară a drenului colector se termină într-un canal de evacuare 7 sau direct în recipient (fig. 7.22).



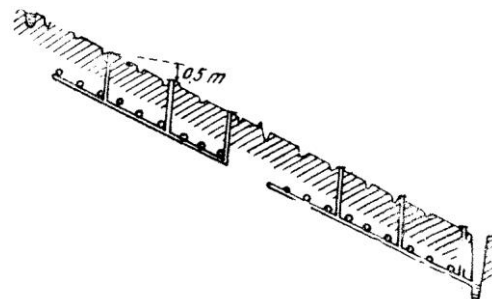
**Fig. 7.22.** Sistem Petersen. Secțiune longitudinală: 1 – canal de irigație; 2 – rigole de irigație; 3 – drenuri absorbante; 4 – dren colector; 5 – ventile de închidere; 6 – tuburi verticale; 7 – canal de evacuare.

Prin acest sistem, apa colectată de rețeaua de drenaj, din scurgerile de apă freatică sau din infiltrația apelor de suprafață (rezultate din precipitații sau din irigarea unor terenuri aflate în amonte), este acumulată temporar în conductele de drenaj și forțată, prin închiderea unor ventile (fig. 7.23) situate pe drenurile colectoare, să se ridice la suprafața terenului prin niște tuburi verticale, pentru a fi folosită la irigație.



**Fig. 7.23.** Dispozitiv vertical cu ventil de închidere, tip Raumer: a – secțiune transversală prin tubul vertical; b – vedere generală; r – rigolă de irigație.

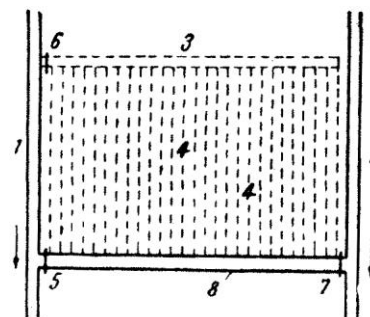
Sistemul Petersen poate fi aplicat și pe terenurile cu pantă peste 3%, destinate pentru pășuni irigate. Terenul se împarte în parcele de 1-4 ha, delimitate prin mici digulețe (0,10-0,30 m). Datorită sistemului de barare, respectiv izolării prin ventile, fiecare parcelă, a cărei lățime este egală cu distanța dintre două ventile, poate fi considerată ca având propriul ei sistem de desecare și irigație (fig. 7.24).



**Fig. 7.24.** Sistem Petersen cu colector întrerupt – secțiune longitudinală.

*Metoda III. Efectuarea irigației combinate cu drenajul, cu apă proaspătă, adusă din surse situate în afara limitelor suprafeței desecate,* dă rezultate pentru desalinizarea sărurilor din stratul de sol în care se dezvoltă sistemul radicular al plantelor.

Se pot folosi mai multe sisteme, dintre care unul este arătat în figura 7.25.



**Fig. 7.25.** Schema unui sistem combinat de drenaj și irigație, pentru spălarea sărurilor: 1 – canal de irigație; 2 – canal de colectare; 3 – dren principal; 4 – dren absorbant; 5 și 6 – vane de admisie; 7 – vană de evacuare a apei.

Suprafața interesată se împarte într-o serie de sectoare desecabile de formă dreptunghiulară, având de o parte și de alta câte un canal trasat de-a lungul liniei de cea mai mare pantă: 1 pentru irigație și 2 pentru colectare.

La partea inferioară a sectorului se duce un al treilea canal 8, care unește canalele 1 și 2 și care, la extremități, se prevede cu câte o vană 5 și 7.

În partea superioară a sectorului este amplasat un dren 3, care comunică prin vana 6 cu canalul 1, dar care se oprește la o distanță de canalul 2, egală cu distanța dintre două șiruri de drenuri absorbante. Printr-un sistem de drenuri absorbante, 4, paralele cu canalele 1

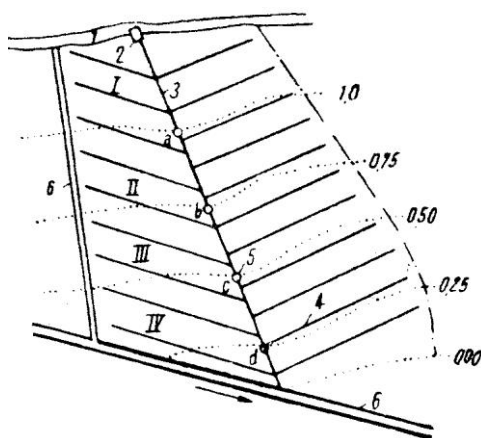
și 2 sunt unite drenul 3 cu canalul 8, care îndeplinește astfel rolul de colector. Prin deschiderea vanelor 6 și 5 și închiderea vanei 7 se asigură prin drenurile 4 irigarea subterană și dizolvarea sărurilor în profilul solului; prin operația inversă (după 2-3 zile) se asigură evacuarea soluției în canalul 2.

Drenurile absorbante sunt amplasate la o distanță mică între ele (circa 2 m) și la o adâncime mică, astfel ca să se găsească totdeauna deasupra nivelului apei freatice încărcate cu săruri. Panta drenurilor absorbante se stabilește la circa 2‰, iar diametrul lor se ia de 6-8 cm.

Pe terenurile cărora li s-a aplicat acest sistem de spălare a sărurilor, rezultatele au fost atât de bune încât după doi ani de funcționare s-a putut cultiva vița de vie (Franța).

Pentru urgentarea procesului de desalinizare ca și în scopul asigurării umectării stratului de suprafață al solului, acest sistem poate fi combinat și cu aspersiunea. Instalațiile și agregatele de aspersiune pot lua apa din canalul 1.

Un alt sistem de aplicare a metodei III este acela folosit de Krause la irigarea unei fânețe. Irigația se face cu apă din sursa 1, prin drenurile 3 și 4 pe sectoarele I-IV – prin închiderea și deschiderea succesivă a ventilelor 5. În perioadele cu exces de apă exploatarea sistemului se face invers prin descărcarea în emisarul 6 (fig. 7.26).



**Fig. 7.26.** Schema sistemului de drenaj combinat cu irigația – Krause: 1 – sursă de apă; 2 – priză cu vană de fund; 3 – dren principal cu funcție mixtă; 4 – dren pentru regularizare.

S.P. Mihailov propune prin schema din figura 7.27 o generalizare a aplicării acestei metode, care permite ca prin aducerea apei dintr-o sursă de suprafață (canalele de irigație 1 și 2) să se irige terenul respectiv cu ajutorul rețelei de drenaj 3, 4. Aceasta folosește atât pentru irigație cât și pentru drenaj, prin închiderea și deschiderea succesivă a vanelor 5 și ventilelor 6.

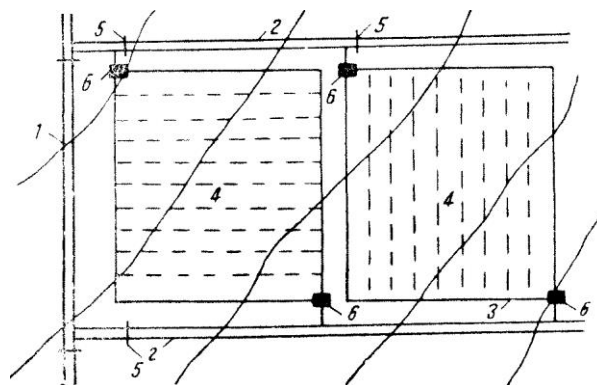
Pentru cazul II – stratul impermeabil se află la

mare adâncime – săgeata  $H$  și distanța dintre drenuri  $L$  se află cu relațiile:

$$H = \frac{q_c}{\varphi \cdot \delta} \cdot \frac{T}{\ln \left( 1 + \frac{H}{H - h_0} \right)} + h_0$$

iar

$$L \left( \ln \frac{L}{d} - 1 \right) = \frac{2k}{\varphi \cdot \delta} \left( \frac{\pi}{2} + \alpha \right) \frac{T}{\ln \left( 1 + \frac{H}{H - h_0} \right)}$$



**Fig. 7.27.** Schema sistemului de irigație combinat cu drenaj – S.P. Mihailov: 1 – canal principal de irigație; 2 – canal distribuitor de sector; 3 – dren colector; 4 – dren absorbant; 5 – vane; 6 – ventil.

*Metoda IV – a irigației combinate cu drenajul* – se aplică atunci când se folosește apa freatică al cărei nivel se urcă prin bararea scurgerii.

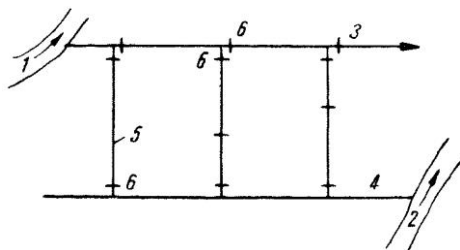
Bararea scurgerii în rețeaua de drenaj, care colectează apele freatice, se poate face prin ventile de tip Raumer (v. fig. 7.23). Sistemul de aplicare a acestei metode nu diferă mult de metoda Petersen, deosebirea constând în faptul că în urma barării scurgerii, apa colectată de drenuri nu se ridică până la suprafața terenului, ci, pe baza capilarității, umezește stratul de sol activ.

## 7.2.2. FOLOSIREA SISTEMELOR MIXTE LA AMELIORAREA TERENURILOR MLĂȘTINOASE

În cazul terenurilor mlăștinoase, care prezintă după desecare o fertilitate scăzută, se pot adopta sisteme mixte de desecare și irigație, care urmăresc în afară de umiditate și fertilizarea, colmatarea, oxidarea, îmbunătățirea regimului termic și microbiologic.

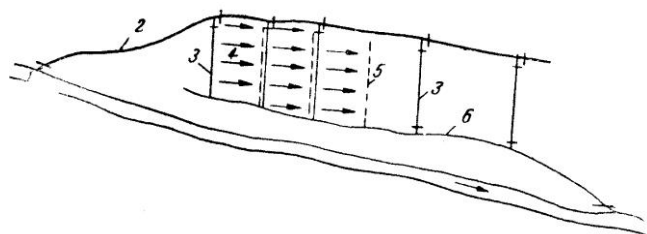
În funcție de condițiile locale se pot folosi canale deschise sau drenuri, cu funcționarea unilaterală în care caz se construiesc două categorii de canale – sau cu funcționare reversibilă, în care caz se folosește o singură rețea de canale, cu instalații de barare (fig. 7.28). În ambele cazuri sistemul este legat pe la un capăt de

sursa de umectare și fertilizare, iar pe la celălalt de recipient. Prin manevrarea vanelor cu care este prevăzut sistemul se realizează succesiv desecarea și irigația.



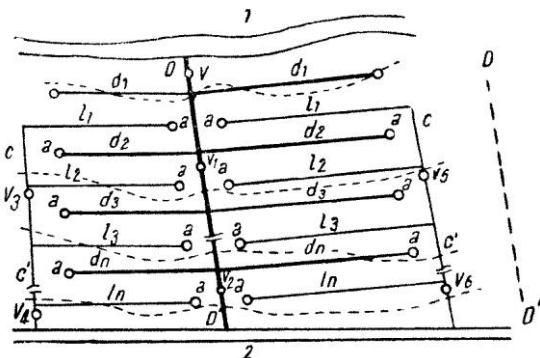
**Fig. 7.28.** Schema sistemului mixt: 1 – sursă de irigație; 2 – recipient; 3 – canal de aducțiune; 4 – canal de evacuare; 5 – canal de desecare; 6 – stăvilă.

Când există pericol de salinizare sau relieful terenului nu permite soluția din figura 7.28 se poate adopta și soluția din figura 7.29 cu rețele separate, dar corelate – cote și funcționare. Același râu are și rolul de sursă și de emisar.



**Fig. 7.29.** Schema sistemului de irigare și desecare (săgețile indică direcția de udare): 1 – sursă și recipient; 2 – canal de aducțiune; 3 – canale distribuitoare de sector; 4 – canale provizorii; 5 – canale de desecare; 6 – canal de evacuare.

Reglarea scurgerii se realizează cu ajutorul instalațiilor de pe canale (stăvilare). În cazul când se folosesc conducte subterane (drenuri), sistemul Wichulla merită atenție. Acesta constă în amenajarea a două instalații de conducte, una pentru desecare și alta pentru irigație. Deși separate din punct de vedere constructiv, ele sunt legate din punctul de vedere al exploatării (fig. 7.30).



**Fig. 7.30.** Schema sistemului Wichulla: 1 – sursă de irigare; 2 – recipient (canal de evacuare).

Apa de irigație este luată din sursă (un râu) cu ajutorul unei vane de fund (fig. 7.31) și trimisă printr-o

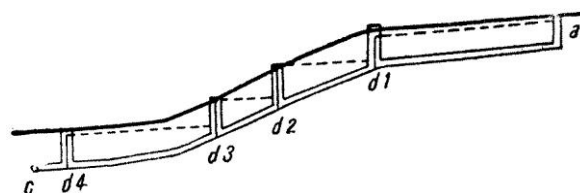
rețea de drenuri de alimentare, compusă din drenul principal D-D' și drenurile de distribuție  $d_1, d_2, \dots, d_n$ , în subsolul terenului. Când ventilul  $v$  este deschis, iar ventilile  $v_1, v_2$ , sunt închise, partea de sus a terenului până la ventilul  $v_1$  este irigată, iar surplusul de apă trece prin deschiderea de prea plin a ventilului  $v_1$  în tronsonul următor  $v_2$  și așa mai departe (fig. 7.31).

Desecarea se face prin șiruri de drenuri de evacuare  $l_1, l_2, \dots, l_n$  și prin drenurile colectoare C-C'. La capătul superior al fiecărei conducte de drenaj se află un tub vertical  $a$ , ce leagă drenul de suprafața terenului, în scopul aerisirii și încălzirii – drenaj de ventilare.



**Fig. 7.31.** Secțiune longitudinală prin instalația de aducțiune a apei: 1 – conductă de aducțiune; 2 – dren; 3 – instalație de barare (ventil).

Acest sistem poate fi folosit și în cazul unor terenuri cu o pantă mai mare, fără a scăpa din vedere faptul că, de câte ori supraînălțarea apei depășește înălțimea necesară, trebuie intercalat un nou ventil (fig. 7.32).



**Fig. 7.32.** Schema de așezare a ventililor pe conducta de drenaj, într-un teren cu pantă mare.

Sistemul WICHULLA este aplicabil la terenuri cu o bună permeabilitate care asigură infiltrația apei.

### 7.3. DRENAJUL VERTICAL ÎN DESECARA ȘI DESALINIZAREA TERENURILOR ȘI CA SURSĂ DE APĂ PENTRU IRIGAȚII

Drenajul vertical este tratat în acest capitol ca măsură combinată de ameliorare a sărăturilor (drenaj) și ca sursă de irigație; în capitolul 1 a fost tratat drenajul vertical sub aspectul comun al măsurilor de desecare.

#### 7.3.1. CONSIDERAȚII GENERALE

Sărăturile din țara noastră sunt variate datorită caracteristicilor teritoriului: structura geologică, litologia, geomorfologia cu vârsta și evoluția reliefului,



condițiile de scurgere a apelor freatice, caracterul solidității etc. (N. Florea, 1958). Formate sub un regim hidric exudativ, sărăturile de la noi au la origine apele freatice mineralizate ale căror săruri ajung la suprafață odată cu apa prin ascensiune capilară, produși de mineralizarea humusului care nu se spală, apele superficiale sărate, ape de inundație sau de irigație – introduse peste un sol cu un orizont impermeabil, o rocă-mamă salinată aflată aproape de suprafață, depozite litologice de origine marină etc.

Suprafața totală a sărăturilor este de aproximativ 300.000 ha și cea mai mare răspândire coincide cu zonele interesate la amenajările de irigații și desecări.

*Zonele de intensă salinizare se suprapun peste zonele cu nivelul ridicat al apelor freatice.*

Măsurile generale ce trebuie luate în amenajarea acestor terenuri sunt: apărarea contra inundațiilor, nivelarea terenurilor, asigurarea evacuării la timp a apelor de suprafață și subterane provenite din zonele limitrofe înalte, drenarea apelor freatice sub adâncimea critică, spălarea sărurilor din sol, aerisirea și încălzirea solului prin drenaje de ventilare și măsuri agrotehnice și chimice, îmbunătățirea structurii și texturii solului ș.a. După aplicarea totală sau parțială a acestor măsuri – în funcție de cerințe – se va interveni cu lucrări de irigații în scopul acoperirii deficitului de umiditate.

În cazul terenurilor salinizate sau cu pericol de salinizare, nivelul apelor freatice trebuie coborât sub adâncimea critică de salinizare, impusă de natura solului, în prima fază (fig. 7.33), spre deosebire de situația terenurilor cu exces de apă, dar nesalinizate.

Sunt situații în țara noastră când apele subterane ale terenurilor salinizate au un conținut de săruri admisibil pentru a fi folosite în irigații sau chiar la spălarea sărurilor (de ex. raioanele hidrogeologice din pro-

vincia II de ieșirea apelor subterane ca: Buzău – Căl-mățui, în parte Cricov – Teleajen și chiar Argeș – Ialomița; zona Crișurilor, Banat ș.a.). Această situație conduce la propunerea aplicării în tehnica hidro-ame-liorativă a principiului cunoscut „pericolul să-l trans-formăm în factor pozitiv”, folosind drenajul vertical în scopul desecării și desalinizării terenurilor și ca sursă de apă pentru irigații, acolo unde sunt condiții.

### 7.3.2. CONȚINUTUL DE SĂRURI ADMISIBIL ÎN PROFILUL SOLULUI ȘI ÎN APA FREATICĂ, FACTOR DETERMINANT ÎN PROIECTAREA ȘI EXPLOATAREA DRENAJULUI VERTICAL

Proiectarea și exploatarea corectă a drenajului vertical cu dublu rol (drenare și spălare-irigare) reclama o bună cunoaștere a gradului admisibil de salinizare al solului (pe profil) și a apelor freatice, precum și a toleranței plantelor față de sărurile minerale din soluție.

Folosirea apei cu un anumit grad de mineralizare la irigații este posibilă numai acolo unde drenajul funcționează cu un randament ridicat și se practică spălări (tab. 7.2).

Relația dintre gradul de salinitate ( $x$  în ‰ pe 1-2 metri adâncime) al solurilor salinizate și volumul de apă necesar pentru spălare ( $y$ , în mm), este indicată prin formula 7.23:

$$y = n \cdot 400 \cdot x \cdot 100 \quad (7.23)$$

în care:

$n$  este un coeficient ce depinde de permeabilitatea solului, de poziția nivelului apei freatice și de gradul ei de mineralizare ( $n = 0,5$  – pentru soluri nisipoase;  $n = 1,0$  – pentru soluri lutoase;  $n = 2,0$  pentru soluri argiloase;  $n = 1,0$  pentru apele subterane situate la mare adâncime;  $n = 2,0$  pentru apele subterane salinizate, situate la mică adâncime).

### 7.3.3. PRINCIPII DE EXPLOATARE A DRENAJULUI VERTICAL, CA BAZĂ PENTRU PROIECTARE

Dacă până în ultima vreme domina concepția, în exploatarea drenajului, care cerea menținerea nivelului freatic în permanență sub adâncimea critică în cazul apelor freatice mineralizate – în prezent tehnica mondială recomandă soluția exploatării în două faze (V.A. Kovda, 1958, v. fig. 7.33).

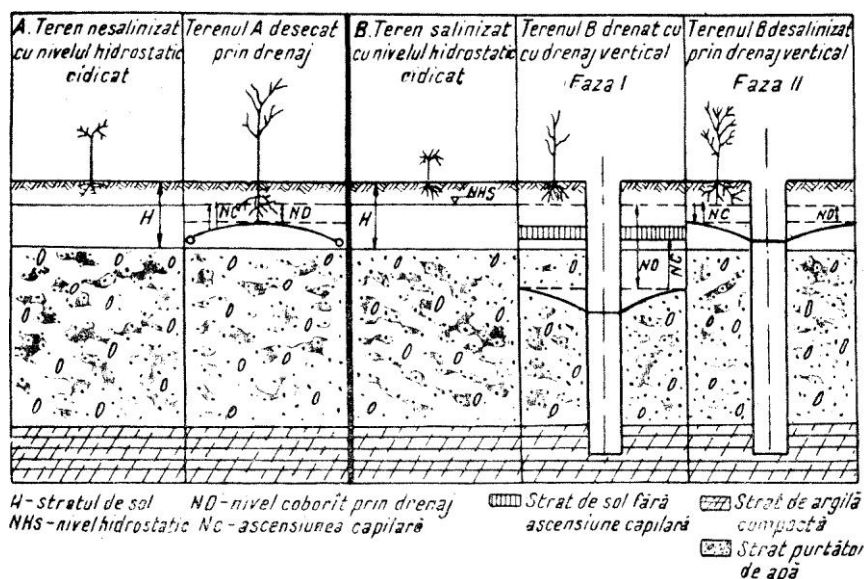


Fig. 7.33. Schema funcționării drenajului vertical.

**Tabelul 7.2.** Corelația între gradul de mineralizare al apei și necesitatea spălărilor

Concentrația sărurilor din apă (g/l)	Începe deteriorarea culturilor	Necesitatea spălării	Observații
0,2-0,5	Nu se observă	Nu este necesară	Condiții bune de drenaj
0,5-1,0	După 20-25 udări	O dată la 20 sau 30 udări	Condiții bune de drenaj
2,0-3,0	După 5-10 udări	O dată sau de două ori pe an	Condiții bune de drenaj
4,0-5,0	După 3-5 udări	La fiecare 4 sau 5 udări	Condiții bune de drenaj
7,0-8,0	După 2-3 udări	La fiecare 2 udări	Condiții bune de drenaj
10-12	Imediat după 1 sau două udări	La fiecare udare	Drenaj foarte bun. Debitul de udare trebuie să depășească capacitatea de reținere a solului

a. *Faza I*, care reprezintă perioada tranzitorie de ameliorare, în care trebuie să se realizeze: evacuarea la timp a apelor de spălare; desalinizarea stratului de sol activ (în care se dezvoltă rădăcinile plantelor) până la o concentrație de 0,2-0,3%; prezența ionilor de clor nu trebuie să depășească 0,01%; desalinizarea apelor freatice sub 2 g/l sau mai puțin, pe o adâncime de minimum 5-10 m.

Pentru urgentarea terminării fazei I se poate combina drenajul permanent (vertical) cu un drenaj provizoriu de tip orizontal, situat la 60–100 cm adâncime și la distanță de 60-70 m.

b. *Faza a II-a*, care reprezintă perioada de exploatare constantă și care durează atât cât durează și sistemul, începe după ce s-a terminat procesul de desalinizare a solului și a apelor freatice pe 5-10 m adâncime (deci după terminarea fazei I). Desființarea sistemului de drenaj în faza a II-a conduce la acumularea de săruri și la refacerea vechiului tip de bilanț.

În fața a II-a de exploatare a drenajului, rolul său este: de a menține stabilitatea parametrilor ameliorativi obținuți în faza I; de a menține un nivel optim al apelor freatice desalinizate, care să permită alimentarea plantelor și din aceste ape, realizându-se așa-zisa alimentare (irigare) subterană.

Analizarea funcțională a drenajului din faza a II-a impune realizarea unor adâncimi mai mici de drenare și deci adâncimi mai mici de pompare, în comparație cu faza I.

O atenție deosebită se impune în drenarea terenurilor mlăștinoase; în acest caz, procesul de drenare trebuie condus cu atenție, urmărindu-se evitarea uscării exagerate a solului care ar conduce la scăderea fertilității. Și în acest caz soluția drenajului vertical, combinat cu folosirea apelor proprii – de calitate bună – în scop de irigație socotim că este indicată.

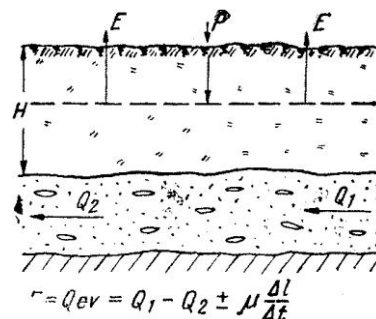
Din cele de mai sus se mai desprinde ca idee fundamentală și aceea că drenajul și irigația sunt strâns legate: „irigația și drenajul sunt inseparabile în regiu-

nile aride. Recunoașterea și aplicarea acestui adevăr fundamental este esențială pentru o productivitate continuă a terenurilor din toate țările cu regiuni aride, din lume”. (Dr. Ovson, W. Israelsen, Menoucher Ayazi, Congres III San-Francisco, 1959).

### 7.3.4. VOLUMUL DE APĂ CARE TREBUIE POMPAT LA DRENAJUL VERTICAL

O importanță practică deosebită o prezintă în cazul proiectării drenajului vertical calcularea volumului de apă ce trebuie pompat din subsol, care se poate stabili pe baza bilanțului apelor subterane.

În variația nivelului apei un mare rol îl are evaporația apelor subterane  $E$ , care predomină în grupa de consum a bilanțului subteran și care alături de ceilalți factori (afluxul  $Q_1$  și scurgerea apelor subterane  $Q_2$ , precipitațiile, infiltrația apelor de suprafață, condensarea vaporilor de apă etc.), conduce la variațiile în timp  $\Delta t$  a nivelului apelor subterane  $\Delta l$  ce provoacă înmlăștinarea, salinizarea sau uscarea stratului de la suprafață (fig. 7.34).

**Fig. 7.34.** Schema bilanțului apei în sol.

În cazul când nu are loc fenomenul de evaporație, atunci în stratul de suprafață (cu permeabilitate mai redusă) s-ar produce înmlăștinarea; deci evaporația se comportă, după cum apreciază L.B. Bunetean, „ca un fel de pompă care coboară nivelul apelor subterane”.

Prin realizarea drenajului se urmărește colectarea și evacuarea într-un anumit timp a apelor ce se ridică sub formă de curent ascendent și care se evaporă, fără a neglija și excesul de apă de suprafață sau din profilul solului, dacă există.

L.B. Bunetean și V.V. Alexandrean (1956), analizând această problemă, stabilesc următoarele relații pentru determinarea volumelor de apă ( $W_1$  înainte de irigarea terenului și  $W_2$  după irigarea terenului) ce trebuie pompate:

$$W_1 = \sum E + \mu(H_n - a) + W \quad (7.24)$$

$$W_2 = \sum E + \frac{\alpha N}{100} + \frac{\beta M}{100} \quad (7.25)$$

La baza acestor relații stă raportul cantitativ între alimentarea apelor subterane și variația nivelului lor, exprimat sub formă de bilanț subteran, prin relația 7.26 și figura 7.35:

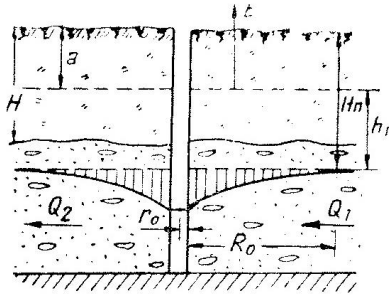


Fig. 7.35. Schemă funcțională cu elemente de calcul.

$$E = Q_1 - Q_2 \pm \mu \frac{\Delta l}{\Delta t} \quad (7.26)$$

în care:

$$\mu - \text{coeficientul de cedare a apei} \left( \mu = \frac{A - C}{100} \right)$$

$H_n$  – adâncimea de nesalinizare (distanța de la suprafața solului până la nivelul la care trebuie să se coboare pânza freatică – adâncimea de desecare pentru prevenirea salinizării);

$a$  – distanța de la suprafața terenului până la nivelul maxim al apelor subterane;

$W$  – volumul de apă suplimentar, obținut din formarea pâlniei de depresie (în fig. 11.35 hașurat vertical);

$N$  – volumul apei de irigație (folosit pe teritoriul respectiv);

$M$  – volumul de apă transportat de canalele de irigație pe teritoriul respectiv;

$\alpha$  și  $\beta$  – procente din apa de irigație ( $\alpha$  – de pe suprafața irigată și  $\beta$  – infiltrată din canale), care s-a infiltrat mai jos de sistemul radicular al plantelor.

După ce se determină  $W_1$  și  $W_2$ , în calculul dimensional se va lua valoarea cea mai mare.

În cazul când  $W_1 > W_2$  și deci dimensionarea se va face în funcție de  $W_1$ , numărul puțurilor se va stabili cu o oarecare rezervă, întrucât o parte din volumul de apă  $W_1$  trebuie pompată numai în primul an de funcționare a puțurilor.

Dacă însă  $W_2 > W_1$  și deci dimensionarea (stabilirea numărului de puțuri) se va face în funcție de  $W_2$ , atunci trebuie să se prevadă o oarecare rezervă de pompare, fiind de așteptat în viitor eventuale creșteri ale volumului de apă de pompat.

În urma studiilor teoretice și observațiilor întreprinse de cercetătorii mai sus menționați, expresia bi-

lanțului apei subterane  $E$  poate fi exprimată pentru o mai ușoară utilizare în proiectare, când există studii de teren, prin:

$$E = \frac{k}{2} \left( \frac{H_{n-1} - l_{n-1}}{l_{n-1}} + \frac{H_n - l_n}{l_n} \right) - \mu \frac{l_n - l_{n-1}}{t_n - t_{n-1}}$$

(7.26')

în care:

$k$  este coeficientul de filtrație a stratului superior de sol (cu permeabilitate redusă);

$H_{n-1}$ ,  $l_{n-1}$ ,  $H_n$  și  $l_n$  – citirile nivelului apei de la baza stratului superior (cu permeabilitate redusă) în timpul  $t_{n-1}$ , respectiv  $t_n$ ;

$l$  – distanța de la nivelul apei în stratul superior (cu permeabilitate redusă) până la baza acestuia;

$H$  – grosimea stratului superior cu permeabilitate redusă.

Din analiza dinamicii scurgerii subterane rezultă că dacă pe teritoriul drenat prin puțuri nu se execută ulterior lucrări care să suplimenteze stratul acvifer (de exemplu lucrări de irigații, amenajări piscicole ș.a.) atunci debitul de pompare rămâne practic constant, după evacuarea inițială a volumului de apă conținut în stratul  $h_1$  dintre nivelul maxim (care adesea se înregistrează primăvara) și nivelul impus de adâncimea de desecare urmărită (în cazul de față adâncimea critică – pentru faza I de exploatare).

Privind problema drenajului vertical sub aspectul debitului ce-l poate da un puț în condițiile analizate (strat acvifer cu nivel liber sau sub o presiune mică), este de menționat luarea în considerație și a altor cercetări și formulări<sup>1</sup>. Aceste cercetări au ca punct de plecare neconcordanța dintre rezultatele practice și cele obținute din calculul debitului pe baza relației clasice Dupuit-Thiem:

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{\lg \frac{R}{r_0}} \quad (7.27)$$

care consideră viteza ca o funcție liniară de panta piezometrică și de coeficientul de filtrație (relația clasică Darcy  $V = k \cdot I$ ).

Admițând ca lege reală a vitezei de filtrație în interiorul câmpului de curgere expresia:

$$v = k_f \cdot I^f \quad (7.28)$$

în care:

$k_f$  este coeficientul de filtrație dat de expresia (F. Slepika, 1962):

<sup>1</sup> F. Slepika, „Cu privire la soluția analitică a funcției hidraulice a unui puț de captare în orizont liber de apă subterană”. București, 1962 – Conferință I.S.C.H.

$$k_f = \alpha \left( \frac{\eta}{\sigma} \right)^{f-1} \cdot k^f \quad (7.29)$$

în care:

$\eta$  – coeficientul de vâscozitate dinamică a apei;

$\alpha$  – constantă de corecție;

$\sigma$  – tensiunea superficială a apei la suprafața de separație dintre lichid și mediul poros;

$k$  – coeficient de permeabilitate, egal cu cel de filtrație numai când exponentul  $f = 1$ , ceea ce are loc numai în cazul regimului laminar de curgere (pentru  $R_e$  foarte mici = 2–6);

$f$  – exponent de filtrație (exponent al regimului de scurgere).

Ținând seama de relațiile de mai sus, debitul puțului va fi determinat printr-o formulă exponențială în raport cu parametrii fundamentali ai sistemului geo-hidraulic considerat, de forma (F. Slepika):

$$Q = 2\pi k_f \varphi \sqrt{\left( \frac{1-\varphi}{1+\varphi} \right) \left( \frac{H^{1+\varphi} - h_0^{1+\varphi}}{r_0^{1-\varphi} - R^{1-\varphi}} \right)} \quad (7.30)$$

respectiv:

$$Q = 2\pi k_f \varphi \sqrt{\left( \frac{\varphi-1}{\varphi+1} \right) \left( \frac{H^{1+\varphi} - h_0^{1+\varphi}}{r_0^{1-\varphi} - R^{1-\varphi}} \right)} \quad (7.31)$$

în care

$\varphi = \frac{1}{f}$  și este cuprins, în funcție de structura

hidromecanică a mediului poros, în limitele  $2 > \varphi > 1$ ;

$h_0$  – nivelul dinamic al apelor subterane;

$H$  – nivelul static (grosimea stratului acvifer);

$R$  – raza de acțiune a puțului;

$r_0$  – raza puțului (forajului);

$k_f$  – coeficientul de filtrație.

### 7.3.5. VOLUMUL REZERVORULUI DE ACUMULARE

În cazul când debitul  $Q_0$  puțului sau al puțurilor amenajate în suprafața  $\omega$  ce trebuie drenată, desalinizată și irigată nu este suficient pentru acoperirea debitului de spălare și irigare

$\left( Q = \frac{m \cdot \omega}{t \cdot 86,4} \text{ l/s} \right)$ , se recurge la construirea de

rezervoare de acumulare în apropierea puțurilor.

Deficitul total de apă  $d_f$  în întreaga perioadă de irigație  $T$  este egal cu suma deficitelor din fiecare perioadă de udare  $t$ , adică:

$$d_f = \sum t(Q - Q_0) \quad (7.31)$$

Acest deficit trebuie acoperit din volumul  $V$  rezervorului de acumulare, care se umple în perioadele dintre udări:

$$V = t(Q - Q_0)\eta \quad (7.32)$$

sau:

$$V = (m\omega - tQ_0)\eta \quad (7.33)$$

în care:

$\eta$  este un coeficient de corecție pentru pierderile de apă din rezervoare,  $\eta = 1,1-1,4$ ;

Timpul  $t_0$  necesar umplerii rezervorului se determină din condiția:

$$V = t_0 \cdot Q_0 = (m\omega - Q_0 t_0)\eta$$

de unde:

$$t_0 = \left( \frac{m\omega}{Q_0} - t \right) \eta \quad (7.34)$$

Dacă nu se prevede construirea unui rezervor de acumulare, cu debitul sursei ( $Q_0$ ) se poate uda o suprafață  $\omega_0$ :

$$\omega_0 = \frac{Q_0 \cdot 8,64 \cdot t}{m} < \omega \quad (7.35)$$

### 7.3.6. INDICAȚII TEHNICO-CONSTRUCTIVE

În prezent, tehnica execuției puțurilor forate (100-600 mm) nu mai întâmpină greutăți, întrucât utilajele de forat existente în țara noastră pot acoperi cu prisosință cerințele și pentru domeniul de hidroameliorații. De asemenea utilajele de pompare sunt corespunzătoare.

În funcție de adâncimea de pompare, de variația nivelului apei în cele două faze de exploatare a drenajului vertical, ca și în funcție de condițiile constructive se pot adopta diversele tipuri de instalații ca și de amplasări (după C. Chimion și colab., 1964, București).

În cazul când nivelul apei trebuie coborât la o adâncime mai mare de 7-8 m, folosirea *pompelor centrifugale* reclamă fie dispozitive cu care să se poată aspira de la adâncime mai mare, fie să se coboare pompa în puț, situație ce conduce la măsuri speciale (fig. 7.36).

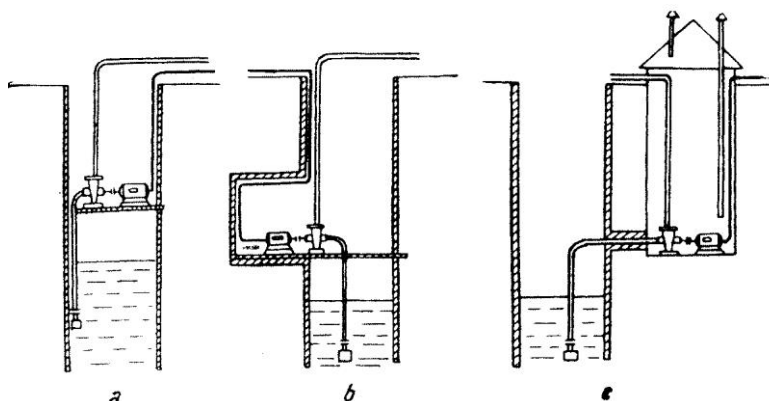


Fig. 7.36. Electropompă orizontală coborâtă în puț: a – montată pe traverse; b – montată în nișă; c – montată în cameră separată.

Soluția din figura 7.36 fiind costisitoare, fără a asigura condiții optime și sigure de exploatare, mai ales pentru electromotor, din cauza umezelii, capătă o importanță mai mare pompele verticale scufundate.

O răspândire mare în tehnica drenajului vertical o au pompele tip 12 A 18x8 cu arborele protejat-închis, în care caz există o a doua coloană montată astfel că apa refulată circulă prin secțiunea inelară dintre cele două coloane.

În scopul izolării motorului electric împotriva umezelii și pentru asigurarea unei ventilații eficiente în timpul funcționării – pentru evitarea ridicării temperaturii – s-au realizat diverse tipuri de agregate compacte, ca cel din figura 7.37, *pompa submersibilă* cu motor electric uscat și compresor montat la suprafață.

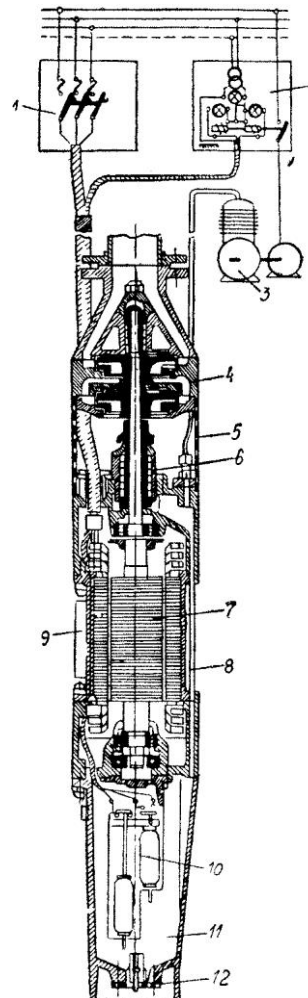
În țara noastră se construiește pompa submersibilă tip Hebe, cu motorul electric dedesubt. Pompa de construcție verticală multietajată cu rotoare radiale funcționează la înălțimi de pompare  $> 15,5$  m.

La alegerea pompei trebuie să se cunoască: diametrul puțului, nivelul hidrostatic și hidrodinamic, înălțimea de pompare necesară în cele două faze de exploatare și debitul de pompare.

Forajele ce se execută pentru drenajul vertical trebuie să fie prevăzute cu filtre. În funcție de condițiile litografice sub care se prezintă straturile acvifere care se captează, se utilizează următoarele categorii de filtre:

- filtre șlițuite în cazul straturilor acvifere cu o granulometrie mare;
- filtre șlițuite acoperite cu țesătură mecanică și
- filtre cu pietriș nelegat prin liant și cu pietriș consolidat cu liant (bachelitic ș.a.) în cazurile straturilor acvifere cu granulometrie fină.

Amplasarea și condițiile de funcționare ale drenajelor verticale folosite pentru desecarea și desalinizarea terenurilor sunt asemănătoare cu cele adoptate în drenajele verticale obișnuite; amplasarea în formă de perdea filtrantă – una sau două linii – sau în formă de tablă de șah, cu exploatare centralizată sau descentralizată.



**Fig. 7.37.** Pompă submersibilă cu motor electric uscat și compresor montat la suprafață: 1 – întrerupător tripolar; 2 – tablou electric; 3 – compresor; 4 – pompă centrifugală; 5 – sorb cu sită; 6 – presgarnitură; 7 – motor electric; 8 – țevă de protecție; 9 – nervuri de răcire; 10 – plutitor; 11 – recipient de apă; 12 – ventil de reținere.



Prof. univ. dr. doc. ing. **Valeriu Blidaru** reprezintă o personalitate marcantă a învățământului superior și unul din iluștrii fondatori ai învățământului superior hidrotehnic la Iași.

Prin ampla sa lucrare, autorul răspunde tuturor exigențelor unei științe vaste, ce își conturează o nouă identitate și care poate deveni, de asemenea, o disciplină de studiu în planurile de învățământ ale universităților, la masterat și doctorat, tocmai pentru asigurarea creșterii calității învățământului superior românesc și alinierii acestuia la standardele europene și internaționale.

Colectarea și evacuarea la timp, prin desecare, a întregului surplus de apă dintr-o zonă prezintă importanță pentru asigurarea condițiilor normale de dezvoltare a plantelor agricole, asupra recoltelor și chiar asupra evoluției solului.

ISBN: 978-606-37-1526-6  
ISBN: 978-606-37-1530-3

